



EPS

Escola Politècnica
Superior

Projecte/Treball Fi de Carrera

Estudi: Enginyeria Tècn. Ind. Mecànica. Pla 2002

Títol: Estudi del comportament sísmic d'una estructura de formigó armat amb forjats de llosa massissa i dissipadors d'energia

Document 1: Memòria i annexos

Alumne: Núria Masferrer i Nicolau

Director/Tutor: Xavier Cahís i Carola

Departament: Eng. Mecànica i de la Construcció Industrial

Àrea: Enginyeria de la Construcció

Convocatòria (mes/any): feb/2011

ÍNDIX DE CONTINGUTS

1 INTRODUCCIÓ	3
1.1 Antecedents.....	3
1.2 Objecte	3
1.3 Especificacions i abast	4
1.4 Normativa d'aplicació.....	4
2 DESCRIPCIÓ DE LES BASES DE CàLCUL	5
2.1 Consideracions generals.....	5
2.2 Determinació de la demanda sísmica segons NCSE-02.....	7
2.3 Anàlisi estructural mitjançant SAP 2000	8
2.4 Accions previstes de càlcul	9
2.4.1 Accions permanents segons CTE-SE-AE	9
2.4.2 Accions variables: sobrecàrrega d'ús segons CTE-SE-AE.....	9
2.4.3 Accions variables: càrregues de vent segons CTE-SE-AE.....	10
2.4.4 Accions variables: càrregues tèrmiques segons CTE-SE-AE	13
2.4.5 Accions variables: sobrecàrrega de neu segons CTE-SE-AE	13
2.4.6 Accions accidentals: càrregues sísmiques segons NCSE-02	13
2.5 Combinacions d'accions	19
2.6 Càlcul del desplaçament postelàstic i relació amb la consideració dels efectes de segon ordre	22
2.7 Limitació de desplaçaments estructurals segons normativa	23
3 DESCRIPCIÓ DE LES PROPOSTES ESTRUCTURALS.....	25
3.1 Estructura elemental sense enrigidir.....	25
3.1.1 Característiques bàsiques per la concepció d'un edifici sismorresistent'	25
3.1.2 Descripció de la proposta estructural	26
3.1.3 Justificació del nivell de ductilitat	29
3.1.4 Predimensionat general de l'estructura	30
3.2 Proposta estructural amb pantalles dúctils.....	32
3.2.1 Característiques generals.....	32
3.2.2 Justificació del nivell de ductilitat	33
3.2.3 Elecció disposició murs pantalla	34
3.3 Proposta estructural amb dissipadors d'energia.....	36
3.3.1 Característiques generals.....	37
3.3.2 Elecció disposició dissipadors d'energia.....	37
3.3.3 Justificació del nivell de ductilitat	40
3.3.4 Modelització dels dissipadors d'energia al SAP 2000	41
4 ESTUDI COMPARATIU DE LA RESPOSTA ESTRUCTURAL	44
4.1 Introducció.....	44

4.2 Factors d'incidència en el càlcul de les càrregues sísmiques aplicades	45
4.3 Respostes estructurals pel que fa a la deformació.....	46
4.4 Reaccions a fonamentació dels pilars.....	48
4.5 Reaccions a fonamentació de les pantalles.....	54
4.5 Esforços als pilars	58
4.5.1 Esforços als pilars axial.....	59
4.5.2 Esforços als pilars tallant direcció 2	63
4.5.3 Esforços als pilars tallant direcció 3	66
4.5.4 Esforços als pilars moment flector direcció 2	69
4.5.5 Esforços als pilars moment flector direcció 3	72
4.5.6 Esforços als pilars moment torsor.....	75
4.5 Esforços al forjat en la direcció de l'eix 4	76
5 RESUM DEL PRESSUPOST.....	81
6 CONCLUSIONS	82
7 RELACIÓ DE DOCUMENTS	84
8 BIBLIOGRAFIA.....	85
9 GLOSSARI.....	86
ANNEX A: CÀLCULS.....	89
A.1 Desenvolupament del càlcul de les càrregues de vent (Apartat 2.4.3)	89
A.2 Desenvolupament del càlcul de les càrregues sísmiques (Apartat 2.4.6).....	90
A.3 Predimensionat general de l'estructura (Apartat 3.1.4)	96
A.4 Proposta estructural amb pantalles dúctils (Apartat 3.2).....	97
A.5 Proposta estructural amb dissipadors d'energia (Apartat 3.3).....	98
A.6 Modelització dels dissipadors d'energia al SAP(Apartat 3.3.5).....	99
ANNEX B: MODELITZACIÓ AMB SAP 2000	100
B.1 ENTRADA DELS ELEMENTS CONSTRUCTIUS AL MODEL	101
B.1.1 Part comuna a tots els models.....	101
B.1.2 Part referent al model amb pantalles dúctils.....	115
B.1.3 Part referent al model amb dissipadors energètics.....	119
B.2 DEFINICIÓ DE COMBINACIONS DE CÀLCUL I ENTRADA DE CÀRREGUES AL MODEL.....	122
B.3 ANÀLISIS DEL MODEL	126
B.4 CONSIDERACIÓ EFECTES DE SEGON ORDRE (P-DELTA).....	130

1 INTRODUCCIÓ

1.1 Antecedents

Les estructures de formigó armat amb forjats de llosa massissa són molt utilitzades per la seva flexibilitat respecte disposició de pilars, aprofitament de l'alçada i economia d'execució. El seu comportament sota càrregues gravitatòries és adequat però la seva elevada flexibilitat lateral i baixa capacitat de dissipació energètica les fa poc apropiades per resistir sol·licitacions sísmiques. Per millorar-ne la resposta sísmica, s'acostuma a introduir pantalles però aquestes enrigideixen l'estructura i propicien forces inercials molt elevades. Una altra solució, aplicada ja a d'altres tipologies estructurals, sobretot en estructura metàl·lica, és l'ús de braços de travat dissipadors d'energia que permeten controlar els desplaçaments laterals sense incrementar significativament les forces inercials.

La tendència actual de disseny d'estructures sismorresistents promou la cerca d'una resposta global dúctil dels edificis sota càrregues sísmiques. Això implica que davant l'acció sísmica s'admet un cert grau de dany dels components estructurals però aquest ha de ser tal que no es posi en perill la supervivència dels usuaris i que impedeixi el col·lapse de l'edifici sota l'acció de les càrregues de gravetat després del sisme. Tal com menciona Park-Paulay¹, s'acostuma a dissenyar estructures que només resisteixen elàsticament el sisme moderats i en el cas de sismes intensos es confia en la disponibilitat de suficient ductilitat després de la fluència per a permetre a l'estructura no col·lapsar després del terratrèmol sota l'acció de les càrregues gravitatòries. Els edificis no acostumen a dissenyar-se per mantenir la seva resposta sota rang elàstic davant sisme, exceptuant casos d'edificis d'extrema rellevància, principalment per raons econòmiques.

De tota manera, l'anàlisi estructural d'una estructura dúctil és més costós des del punt de vista de preparació i temps d'execució del model, així com de la interpretació dels resultats obtinguts. Segons diversos autors i normatives, un edifici que compleixi un certs requisits de regularitat, tot i comportar-se dúctilment, podrà ésser calculat mitjançant un model elàstic equivalent si s'apliquen certs factors de reducció de resposta com els definits a l'informe ATC-34 de l'any 1995, que, redueixen les forces sísmiques de projecte amb base a consideracions de risc, viabilitat econòmica i dels beneficis de la resposta no lineal de les estructures que divideixen les ordenades dels espectres elàstics de projecte a fi d'incorporar en el càlcul, d'una forma simplificada, el comportament no lineal de les estructures així com d'altres fenòmens de dissipació energètica.

La norma sismorresistent espanyola NCSE-02 permet la utilització de mètodes simplificats de càlcul per a l'obtenció d'esforços i desplaçaments sísmics, en els edificis que es compleixin certs requisits de simetria i uniformitat en el disseny de la rigidesa estructural i de la distribució de masses.

1.2 Objecte

L'objecte principal d'aquest estudi és l'anàlisi del comportament sísmic d'una estructura de formigó armat amb forjats de llosa massissa sobre pilars segons dues vessants constructives: i) amb pantalles dúctils de formigó armat, ii) amb braços de travat dissipadors d'energia.

1 PARK, R. i PAULAY, T. *Estructuras de concreto reforzado*. Editorial Limusa, S.A. 1a edició, 6a reimpressió 1991

1.3 Especificacions i abast

L'estructura sismorresistent estudiada es destina a ús administratiu, exceptuant la planta baixa dedicada a ús comercial. No es preveu l'existència d'edificis contigus. Les façanes es preveuen de mur cortina i les fonamentacions per llosa massissa.

L'estudi s'encarrega de comparar la resposta estructural pel que fa a desplaçaments laterals i esforços a partir de l'anàlisi, segons normativa vigent espanyola descrita al següent apartat, de les dues vessants constructives descrites anteriorment. Previ anàlisi de l'estructura sense enrigidir.

L'edifici està situat al terme municipal de Granada, concretament a la parcel·la de sòl urbà edificable PP-T1: Cerillo Maracena destinat a ús terciari, segons Pla General de Ordenació Urbana del 2001. Es consideren les característiques d'un terreny granular de tensió admissible de 200 kN/m², de característiques compreses entre el tipus II –roca molt fracturada, sòls granulars densos o cohesius durs– i tipus III –sòl granular de compactat mitjana o sòl cohesiu de resistència ferma o molt ferma–, segons classificació de la Normativa sismorresistent Espanyola².

1.4 Normativa d'aplicació

L'estructura analitzada, en les seves vessants constructives, entra dins l'àmbit d'aplicació del Codi Tècnic de l'Edificació (CTE) aplicat a totes les obres d'edificació de nova construcció de caràcter residencial o públic. Aquest marc normatiu regula les exigències bàsiques de qualitat que han de complir els edificis, incloses les seves instal·lacions, per satisfer els requisits bàsics de seguretat i habitabilitat. Dins la norma, l'estudi s'enfoca principalment a partir del Document Bàsic de Seguretat Estructural (DB-SE) i del Document Bàsic de Seguretat Estructural: Accions a l'Edificació (DB-SE-AE).

Tanmateix, degut a que el material constructiu estructural de l'edificació és el formigó, l'estructura també entra dins de la normativa d'aplicació de la Instrucció del Formigó Estructural (EHE-08) aplicada a totes les estructures i elements de formigó estructural d'edificació o enginyeria civil, exceptuant un seguit de casos en els que no està inclosa. En aquest marc reglamentari s'estableixen les exigències que han de complir les estructures de formigó per satisfer els requisits de seguretat estructural, seguretat en cas d'incendi i protecció del medi ambient, proporcionant procediments que permeten demostrar el seu compliment amb suficients garanties tècniques.

L'estudi es basa també en la Normativa sismorresistent Espanyola (NCSE-02), que és d'obligat compliment per tractar-se d'un projecte iniciat amb una posterioritat de més de dos anys a la posada en vigor del real decret 997/2002 i ser un edifici d'importància normal, de més de set plantes i en una zona amb una acceleració sísmica de càlcul igual o major que 0,08 g.

Durant la resolució d'aquest estudi també s'han consultat i tingut en compte algunes de les normes europees de caràcter voluntari, com són l'Eurocodi 2: Projecte d'estructures de formigó (EC-2) i l'Eurocodi 8: Disseny d'estructures de resistència als terratrèmols (EC-8).

2 NCSE-02 Part general i edificació. Capítol 2: Informació sísmica. Classificació del terreny.

2 DESCRIPCIÓ DE LES BASES DE CàLCUL

2.1 Consideracions generals

El present estudi verifica els Estats Límit³ centrant-se en les exigències relatives a la seguretat estructural – resistència, estabilitat i aptitud als servei- i únicament en les condicions d'ús normal de l'estructura i a demanda sísmica. No es consideren les situacions transitòries de construcció, manteniment ni d'altres situacions accidentals.

La estructura és analitzada per Estats Límits Últims amb la combinació d'accions, inclosa l'acció sísmica, fixada per la normativa vigent i detallada a continuació, utilitzant els coeficients de seguretat i simultaneïtat establerts en ella. Es tenen en compte la limitació de deformació lateral màxima i el desplaçament entreplantes de l'edifici proposats respectivament per NCSE-02 i EUROCODI-8 com a característiques ens asseguruen, a priori, un comportament acceptable de la deformació post-elàstica de l'edifici sota condicions sísmiques.

La determinació de la resposta estructural i l'avaluació de l'efecte de les accions es realitza utilitzant valors de càlcul per les característiques dels materials i per les dades geomètriques de l'estructura. Els valors de càlcul de les propietats dels materials s'obtenen a partir dels valors característics dividits per un coeficient parcial de seguretat, tal i com es pot veure a l'Equació 1 referent a la resistència de càlcul del formigó i a l'Equació 2 referent a la resistència de càlcul de l'acer de les armadures passives:⁴

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

Equació 1

On f_{cd} és la resistència de càlcul del formigó [N/mm²]

On f_{ck} és la resistència característica del formigó [N/mm²]

On γ_c és el coeficient parcial de seguretat del formigó [-]

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

Equació 2

On f_{yd} és la resistència de càlcul de l'acer de les armadures passives [N/mm²]

On f_{yk} és la resistència característica de l'acer de les armadures passives [N/mm²]

3 Es denominen Estats Límit aquelles situacions per les que, en el cas de ser superades, pot considerar-se que l'edifici no compleix algun dels requisits estructurals pels quals va ser concebut.

-Estats Límit Últims (ELU): Són els que en el cas de ser superats constitueixen un risc per les persones, ja sigui per que produeixen una posada fora de servei de l'edifici o el col·lapse total o parcial del mateix.

-Estats límit de servei (ELS): Són els que en el cas de ser superats afecten al confort i benestar dels usuaris o de terceres persones, al correcte funcionament de l'edifici o la l'aparença de la construcció.

4 S'entén per armadura passiva el resultat de muntar, en el corresponent motlle o encofrat, al conjunt d'armadures normalitzades, armadures elaborades o ferralles armades que, convenientment solapades i amb els recobriments adequats, tenen una funció estructural.

On γ_s és el coeficient parcial de seguretat de l'acer de les armadures passives [-]

Els valors característics de la resistència dels materials són els quartils corresponents a una probabilitat de fallada del 0,05. A la Taula 1 es poden veure els valors dels coeficients parcials de seguretat dels materials utilitzats.

Situación de proyecto	Hormigón γ_c	Acero pasivo y activo γ_s
Persistente o transitoria	1,5	1,15
Accidental	1,3	1,0

Taula 1 Coeficients parcials de seguretat dels materials per ELU (Taula 15.3 EHE-08)

La tipologia de formigó armat estructural utilitzat a l'estructura serà tipus HA-25, amb una resistència característica de 25 N/mm². La tipologia d'acer utilitzada per les armadures passives de l'estructura serà B-500-SD. Per tractar-se d'una estructura sotmesa a accions sísmiques, d'acord amb lo establert en la normativa sismorresistent en vigor, s'hauran d'utilitzar armadures passives fabricades a partir d'acer corrugat soldable amb característiques especials de ductilitat, tipus SD.

La vida útil nominal considerada per l'estructura és de 50 anys per ser un edifici d'oficines de repercussió econòmica mitjana, segons EHE-08, tal i com podem veure a la Taula 2.

Tipo de estructura	Vida útil nominal
Estructuras de carácter temporal ⁽²⁾	Entre 3 y 10 años
Elementos reemplazables que no forman parte de la estructura principal (por ejemplo, barandillas, apoyos de tuberías)	Entre 10 y 25 años
Edificios (o instalaciones) agrícolas o industriales y obras marítimas	Entre 15 y 50 años
Edificios de viviendas u oficinas, puentes u obras de paso de longitud total inferior a 10 metros y estructuras de ingeniería civil (excepto obras marítimas) de repercusión económica baja o media	50 años
Edificios de carácter monumental o de importancia especial	100 años
Puentes de longitud total igual o superior a 10 metros y otras estructuras de ingeniería civil de repercusión económica alta	100 años

Taula 2 Vida útil nominal de diferents tipus d'estructures (Taula 5.1 EHE-08)

El forjats de cada planta són considerats com a diafragmes rígids, o sigui, es consideren infinitament rígids en el seu pla. Això implica que els desplaçaments laterals de qualsevol punt del forjat es poden expressar en termes de dos desplaçaments horitzontals i un gir al voltant d'un eix vertical d'un punt qualsevol del forjat. Segons EHE-08⁵, un forjat de llosa massissa es pot considerar diafragma rígid sempre que es disposi d'armadura de repartiment en les dues direccions i es garanteixi una adequada vinculació amb els elements perimetral.

Tot i que, generalment, en edificis de formigó armat les rigideses dels elements han d'avaluar-se considerant les seccions sense fissures, aquestes hipòtesis donen lloc, en alguns casos, a estimacions no conservadores dels desplaçaments davant de sol·licitacions sísmiques. En el present estudi es consideren les seccions amb fissures, amb la rigidesa reduïda a la meitat. En el model previ sense enrigidir perquè es tracta d'una estructura amb uns desplaçaments molt crítics i en les dues vessants constructives sismorresistents per l'elevat factor de ductilitat de les estructures.

2.2 Determinació de la demanda sísmica segons NCSE-02

El comportament sísmic de l'edifici es defineix íntegrament a partir dels procediments descrits a la normativa sismorresistent espanyola. <<Aquesta norma requereix calcular la construcció per a l'acció sísmica definida en el capítol 2 de la norma segons els procediments descrits en el capítol 3 de la mateixa i complir les regles de projecte i les prescripcions constructives indicades en el capítol 4>>.⁶

La norma descriu principalment un anàlisi mitjançant espectres de resposta a partir d'un model discret tridimensional que consideri els graus de llibertat que millor representin el comportament estructural real i que sigui suficientment representatiu de la distribució real de rigideses i masses.

El model de vibració d'un edifici de pisos amb suports continus fins a la fonamentació i amb forjats suficientment rígids en el seu pla pot analitzar-se, amb tres graus de llibertat per planta, suposant en la planta determinada els moviments del sòlid rígid del seu pla (dos translacions i una rotació), segons normativa l'estructura estudiada compleix aquests requeriments de simplificació.

De tota manera, les característiques de l'edifici estudiat⁷, predissenyat per a tenir un bon comportament davant sisme, faciliten que compleixi els paràmetres d'aplicació del mètode simplificat de càlcul que ofereix la NCSE-02. Això implica que la construcció es pot assimilar a un model unidimensional constituït per un oscil·lador múltiple amb un sol grau de llibertat per planta, l'anàlisi del qual es realitza mitjançant un sistema de forces horitzontals equivalents a les sísmiques.

Els paràmetres d'aplicació del mètode simplificat de càlcul són els següents:

- Número de plantes inferior a 20.
- L'altura de l'edifici sobre rasant inferior a 60 m.
- Existeix regularitat geomètrica en planta i en alçat.
- Disposa de suports continus fins a fonamentació, uniformement distribuïts en planta i sense canvis sobtats de rigidesa.

5 EHE-08. Annex 10: Requisits especials recomanats per a estructures sotmeses a accions sísmiques.

6 NCSE-02. Capítol 1: Generalitats. Apartat 1.2: Aplicació de la norma. Apartat 1.2.3: Criteris d'aplicació de la norma.

7 Veure l'Apartat 3.1.1: Característiques bàsiques per a la concepció de l'edifici sismorresistent d'aquest document.

- Disposa de regularitat mecànica en la distribució de rigideses, resistències i masses, de manera que els centres de gravetat i de torsió de totes les plantes estan situats, aproximadament en la mateixa vertical.
- L'excentricitat del centre de les masses que intervenen en el càlcul sísmic respecte al de torsió és inferior al 10% de la dimensió en planta de l'edifici en cada una de les direccions principals.

En l'estudi es menysprea l'efecte de la component vertical de l'acció sísmica⁸ ja que l'estructura analitzada no posseeix cap element on si sigui necessari considerar-la. No conté grans llums, grans voladissos, existència d'elements pretesats ni l'existència de pilars suportats per bigues.

2.3 Anàlisi estructural mitjançant SAP 2000

L'anàlisi de l'estructura es fa utilitzant el programa de càlcul SAP 2000 v14 basat en la teoria d'elements finits, mitjançant un càlcul espacial en tres dimensions.

En primera instància es fa un anàlisi estàtic de primer ordre, assumint un comportament lineal dels materials i del comportament de l'estructura. En funció de la resposta estructural obtinguda i, en els casos en que la NCSE-02⁹ ho requereix, es fa un segon anàlisi estàtic no-lineal considerant els efectes de segon ordre per p-delta.

Els models utilitzats reproduïen de forma ajustada l'estructura real discretitzant-la en petites parts connectades entre si mitjançant nodes i assimilant-la a una estructura amb un nombre finit de graus de llibertat.

La geometria dels elements del model es defineix a partir d'elements tipus barra (*frame*) que representen el pilars, les bigues i els dissipadors d'energia; elements tipus placa (*shell*) que representen les lloses de forjat, les escales, i les pantalles de travat; i dels nodes de connexió entre elements. Tots els elements tenen introduïdes les seves propietats materials i les seves condicions de frontera com poden ser recolzaments, restriccions de mobilitat, càrregues aplicades,...

Les posicions al model estan definides a partir d'un únic sistema de coordenades tridimensional cartesià, d'eixos anomenats X-Y-Z. Per defecte, el programa crea un sistema d'eixos de coordenades locals¹⁰ per a cada element del model, d'eixos anomenats 1-2-3.

Els estats de càrrega i combinacions introduïdes al programa SAP2000 són les definides a l'*Apartat 2.4: Accions previstes de càlcul* i *Apartat 2.5: Combinacions d'accions* d'aquest document. Pel que fa a la metodologia d'introducció de les càrregues en els models, els elements tipus barra admeten càrregues lineals i/o puntuals, els elements tipus placa admeten càrregues uniformement distribuïdes i els diafragmes horitzontals admeten l'aplicació directe de les càrregues sísmiques definides per l'usuari i així és com són introduïdes al programa.

El programa, després de l'anàlisi, extreu per a cada combinació d'accions definida, els esforços a flexió, torsió i tallant dels elements tipus barra i placa, així com les seves deformacions.

⁸ Eurocodi 8. Part 2/2 Apartat 3: Anàlisi estructural.

⁹ NCSE-02. Capítol 3: Càlcul. Apartat 3.8: Efectes de segon ordre.

¹⁰ Les característiques bàsiques d'aquests sistema d'ordenació per a la correcta interpretació dels resultats són adjuntades a l'*Apartat 4: Estudi comparatiu de la resposta estructural d'aquest document*.

2.4 Accions previstes de càlcul

Les accions considerades en aquest estudi per l'anàlisi de l'estructura es poden classificar segons la seva variació en el temps en accions permanents, accions variables i accions accidentals.¹¹

2.4.1 Accions permanents segons CTE-SE-AE

En aquest apartat es té en compte el pes propi dels elements estructurals, els tancaments i elements separadors, envans, tot tipus de fusteria, revestiments (fals sostre, paviments, ...), farciments i equips fixes.

El pes propi de l'estructura s'adopta com a acció característica d'un únic valor deduït de les dimensions nominals i dels pesos específics mitjans. Pels elements de formigó es prenen les següents densitats:

- Formigó en massa ($f_{ck} < 50 \text{ N/mm}^2$) = 2300 Kg/m³
- Formigó armat = 2500 Kg/m³

El programa SAP 2000 ja té en compte automàticament els pesos propis de tots els elements estructurals introduïts al programa. Per tant, només manca introduir manualment les següents càrregues permanents:

- Una càrrega permanent distribuïda de valor 2 KN/m², deguda al pes propi dels envans de 1 KN/m², al pes propi del fals sostre de 0,2 KN/m² i al pes propi del paviment tècnic de 0,8 KN/m². Es tindrà en compte els forjats de planta baixa a planta setena.
- Una càrrega permanent distribuïda de valor 2 KN/m², deguda al pes propi de les capes de pendents, separadores, impermeabilitzants, aïllants i de protecció per grava de la planta coberta.
- Una càrrega permanent lineal equivalent al pes propi del mur cortina de 75 Kg/m².
- Una càrrega permanent distribuïda de valor 1 KN/m², degut a l'enrajolat de les escales.

2.4.2 Accions variables: sobrecàrrega d'ús segons CTE-SE-AE

En aquest apartat es té en compte el pes de tot el que pot gravitar sobre l'edifici per raó del seu ús, tan en condicions normals com en les derivades de la utilització poc habitual. La sobrecàrrega d'ús sobre l'estructura s'adopta com a càrrega distribuïda uniformement. No es consideren les càrregues concentrades per què no fa falta fer comprovacions locals de la capacitat portant.

Es prenen els següents valors de sobrecàrrega d'ús a l'estructura, segons Taula 3:

- Una sobrecàrrega d'ús distribuïda de valor 5 KN/m² a la planta baixa, considerada com zona comercial tipus local comercial (Subcategoria d'ús D1).
- Una sobrecàrrega d'ús distribuïda de valor 2 KN/m² de la planta primera a la planta setena, considerades com a zones administratives (Categoria d'ús B).
- Una sobrecàrrega d'ús distribuïda de valor 1 KN/m² a la planta coberta, considerada com a coberta accessible únicament per a conservació amb inclinació inferior a 20° (Subcategoria d'ús G1).
- Una sobrecàrrega d'ús distribuïda de valor 4 KN/m² a la planta coberta deguda a maquinària.
- Una sobrecàrrega d'ús distribuïda de valor 3 KN/m² a les escales, trobada incrementant en 1 KN/m² el valor de la sobrecàrrega d'ús de l'edifici per ús administratiu.

¹¹ Segons EHE-08. Capítol 3: Accions. Article 9é: Classificació de les accions.

Categoría de uso		Subcategorías de uso		Carga uniforme [kN/m ²]	Carga concentrada [kN]
A	Zonas residenciales	A1	Viviendas y zonas de habitaciones en, hospitales y hoteles	2	2
		A2	Trasteros	3	2
B	Zonas administrativas			2	2
C	Zonas de acceso al público (con la excepción de las superficies pertenecientes a las categorías A, B, y D)	C1	Zonas con mesas y sillas	3	4
		C2	Zonas con asientos fijos	4	4
		C3	Zonas sin obstáculos que impidan el libre movimiento de las personas como vestíbulos de edificios públicos, administrativos, hoteles; salas de exposición en museos; etc.	5	4
		C4	Zonas destinadas a gimnasio u actividades físicas	5	7
		C5	Zonas de aglomeración (salas de conciertos, estadios, etc)	5	4
D	Zonas comerciales	D1	Locales comerciales	5	4
		D2	Supermercados, hipermercados o grandes superficies	5	7
E	Zonas de tráfico y de aparcamiento para vehículos ligeros (peso total < 30 kN)			2	20 ⁽¹⁾
F	Cubiertas transitables accesibles sólo privadamente ⁽²⁾			1	2
G	Cubiertas accesibles únicamente para conservación ⁽³⁾	G1 ⁽⁷⁾	Cubiertas con inclinación inferior a 20°	1 ⁽⁴⁾⁽⁵⁾	2
		G2	Cubiertas ligeras sobre correas (sin forjado) ⁽⁵⁾	0,4 ⁽⁴⁾	1
			Cubiertas con inclinación superior a 40°	0	2

Taula 3 Valors característics de les sobrecàrregues d'ús (Taula 3.1 CTE-SE-AE)

2.4.3 Accions variables: càrregues de vent segons CTE-SE-AE

En aquest apartat es té en compte la distribució i el valor de les pressions que exerceix el vent sobre l'edifici i la seva força resultant que depenen directament de la forma i dimensions de la construcció, de les característiques i permeabilitat de la superfície, així com de la direcció, intensitat i ratxes del vent. L'acció del vent es té en compte en els dos sentits per les dues direccions ortogonals. No es tenen en compte els efectes dinàmics del vent per tractar-se d'una estructura d'esveltesa inferior a 6, segons Equació 5. Es prenen els valors de la norma CTE-SE-AE per què l'edifici està a una altura inferior a 2.000m.

La força perpendicular a la superfície en cada punt exposat o pressió estàtica, q_e , és igual a:

$$q_e = q_b \cdot c_e \cdot c_p$$

Equació 3

On q_e és la pressió estàtica del vent [kN/m²]

On q_b és la pressió dinàmica del vent [kN/m²]

On c_e és el coeficient d'exposició [-]

On c_p és el coeficient eòlic o de pressió [-]

El valor bàsic de la pressió dinàmica del vent, q_b , que està relacionat amb l'emplaçament geogràfic de l'obra, segons l'Annex D de la CTE-SE-AE és de 4,14 kN/m², utilitzant l'Equació 6 i tenint en compte una densitat de l'aire general, δ , de 0,012kN/m³ i trobant el valor bàsic de la velocitat del vent, v_b , de 26 m/s de la zona A de la Figura 1.

$$q_b = 0,5 \cdot \delta \cdot v_b^2$$

Equació 4

On δ és la densitat de l'aire general [Kg/m³]

On v_b^{12} és el valor bàsic de la velocitat del vent [m/s]



Figura 1 Valor bàsic de la velocitat del vent (Figura D.1 de CTE-SE-AE)

El coeficient d'exposició, c_e , que té en compte els efectes de les turbulències originades pel relleu i topografia del terreny, a diferents punts d'altura de l'edifici, es troba a la Taula 4 prenent el grau d'aspror de valor IV, relatiu a zona urbana en general, industrial o forestal.

Al tractar-se d'un edifici de pisos amb forjats que connecten totes les façanes a intervals regulars, amb forats o finestres petites practicables o hermètiques, i compartimentats interiorment, per anàlisi global de l'estructura se'n fa prou en considerar coeficients eòlics globals a sobrevent i sotavent, aplicant l'acció del vent a la superfície de projecció del volum edificat en un pla perpendicular a l'acció del vent.

Segons Taula 5, i per una d'esveltesa de valor 1,25, trobada amb l'Equació 5, es pren un valor de coeficient eòlic de pressió, c_p , de 0,80 i un coeficient eòlic de succió, c_s , de -0,60.

12 El valor bàsic de la velocitat del vent correspon al valor característic de la velocitat mitjana del vent en un període de 10 minuts, pres en un zona plana i protegida del vent, equival a un grau d'aspror II, segons taula D.2, a una altura de 10m sobre el terra i per un període de retorn de 50 anys.

Grado de aspereza del entorno		Altura del punto considerado (m)							
		3	6	9	12	15	18	24	30
I	Borde del mar o de un lago, con una superficie de agua en la dirección del viento de al menos 5 km de longitud	2,4	2,7	3,0	3,1	3,3	3,4	3,5	3,7
II	Terreno rural llano sin obstáculos ni arbolado de importancia	2,1	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,3	3,5
III	Zona rural accidentada o llana con algunos obstáculos aislados, como árboles o construcciones pequeñas	1,6	2,0	2,3	2,5	2,6	2,7	2,9	3,1
IV	Zona urbana en general, industrial o forestal	1,3	1,4	1,7	1,9	2,1	2,2	2,4	2,6
V	Centro de negocio de grandes ciudades, con profusión de edificios en altura	1,2	1,2	1,2	1,4	1,5	1,6	1,9	2,0

Taula 4 Valor del coeficient d'exposició (Taula 3.4 de CTE-SE-AE)

	Esbeltez en el plano paralelo al viento					
	< 0,25	0,50	0,75	1,00	1,25	≥ 5,00
Coeficiente eólico de presión, c_p	0,7	0,7	0,8	0,8	0,8	0,8
Coeficiente eólico de succión, c_s	-0,3	-0,4	-0,4	-0,5	-0,6	-0,7

Taula 5 Coeficients eòlics en edificis de pisos (Taula 3.5 CTE-SE-AE)

L'esveltesa de l'edifici en el pla paral·lel al vent es calcula a partir de l'Equació 5, tenint en compte que l'altura de l'edifici, H , és de 29metres i que la longitud de la base, b , és de 26m.

$$esveltesa = \frac{H}{b}$$

Equació 5

On H és l'altura de l'edifici [m]

On b és la longitud de la base de l'edifici [m]

Els valors de l'acció del vent, a diferents altures, que es considera en l'edifici són els detallats a la Taula 6. Per introduir aquest valors de càrrega de vent al model del SAP2000 convertirem la càrrega uniformement distribuïda en càrregues lineals aplicades a l'eix central dels pilars de l'edifici.

h[m]	q_e pressió [KN/m2]	q_e succió [KN/m2]
3,00	4,31	-3,23
6,00	4,64	-3,48
9,00	5,63	-4,22
12,00	6,29	-4,72
15,00	6,96	-5,22
18,00	7,29	-5,47
24,00	7,95	-5,96
30,00	8,61	-6,46

Taula 6 Valors de l'acció del vent

Es pot trobar informació detallada sobre els càlculs de les càrregues de vent a l'Annex A: Càlculs del present estudi.

2.4.4 Accions variables: càrregues tèrmiques segons CTE-SE-AE

En edificis habituals amb elements estructurals de formigó o acer, poden no considerar-se les accions tèrmiques quan es disposin juntes de dilatació de forma que no existeixin elements continus de més de 40m de longitud. En el present estudi no fa falta considerar les accions tèrmiques per què la dimensió major en planta de l'edifici considerat és de 24m.

2.4.5 Accions variables: sobrecàrrega de neu segons CTE-SE-AE

En aquest apartat es té en compte la distribució i la intensitat de la càrrega de neu sobre un edifici o, en particular, sobre la coberta. Aquesta depèn del climatologia de la zona, del tipus de precipitacions, del relleu de l'entorn, de la forma de l'edifici o coberta, dels efectes del vent i dels intercanvis tèrmics en els paraments exteriors.

Per cobertes planes d'edificis de pisos situats a localitats d'altitud inferior a 1000m és suficient considerar una càrrega de neu d' 1 kN/m², aplicable a casos de dipòsit natural de la neu on no tenim accés de persones ni vehicles, ni condicions constructives particulars que facilitin l'acumulació de neu, com és el cas de l'edifici estudiat.

2.4.6 Accions accidentals: càrregues sísmiques segons NCSE-02

2.4.6.1 Informació sísmica

Podem classificar l'edifici com a d'importància normal, ja que << la seva destrucció per terratrèmol pot ocasionar víctimes, interrompre un servei per a la col·lectivitat o produir importants pèrdues econòmiques però sense que, en cap cas, es tracti d'un servei imprescindible ni pugui donar lloc a efectes catastròfics>>¹³.

Càlcul de l'acceleració sísmica de càlcul

L'acceleració sísmica de càlcul que afecta a l'edifici, a_c , és igual a:

$$a_c = S \cdot \rho \cdot a_b$$

Equació 6

On a_c és l'acceleració sísmica de càlcul [m/s²]

On S és el coeficient d'amplificació del terreny [-]

On ρ és el coeficient adimensional de risc [-]

On a_b és l'acceleració sísmica bàsica [m/s²]

L'acceleració sísmica bàsica, a_b , és un valor característic de l'acceleració horitzontal de la superfície del terreny i, segons el llistat de l'annex 1 de la NCSE-02¹⁴, pel terme municipal de Granada és de 0,23g m/s².

¹³ NCSE-02. Capítol 1: Generalitats. Apartat 1.2: Aplicació de la norma. Apartat 1.2.2: Classificació de les construccions.

¹⁴ NCSE-02. Annex 1: Valors de l'acceleració sísmica bàsica, a_b , i del coeficient de distribució dels termes municipals amb $a_b \geq 0,04g$, organitzat per comunitats autònomes.

El coeficient adimensional de risc, ρ , és un coeficient que té en compte la probabilitat acceptable de que s'excedeixi a_c durant el període de vida útil pel que es projecta la construcció. Per tractar-se d'una construcció d'importància normal pren el valor de 1.

El coeficient d'amplificació del terreny, S , per al cas $0,1g < \rho \cdot a_b < 0,4g$, es calcula a partir de l'Equació 7 descrita a continuació.

$$S = \frac{C}{1,25} + 3,33(\rho \cdot \frac{a_b}{g} - 0,1)(1 - \frac{C}{1,25})$$

Equació 7

On C és el coeficient del terreny [-]

El coeficient del terreny, C , és un coeficient que depèn de les característiques geotècniques del terreny de fonamentació. Per l'estructura analitzada el coeficient del terreny és 1,45, que equival a un terreny de propietats compreses entre els tipus II i III definits a la norma com¹⁵:

- <<Terreny tipus II: Roca molt fracturada, sòls granulars densos o cohesius durs. Velocitat de propagació de les ones elàstiques transversals o de cisalla: $750 \text{ m/s} \geq v_s > 400 \text{ m/s}$.>> El valor de C assignat a aquest tipus de terreny és 1,3.
- <<Terreny tipus III: Sòl granular de compactat mitjana o sòl cohesiu de consistència ferma o molt ferma. Velocitat de propagació de les ones elàstiques transversals o de cisalla: $400 \text{ m/s} \geq v_s > 200 \text{ m/s}$.>> El valor de C assignat a aquest tipus de terreny és 1,6.

Càlcul de l'espectre normalitzat de resposta

La Norma sismorresistent Espanyola estableix un espectre normalitzat de resposta elàstica a la superfície lliure del terreny, per a acceleracions horitzontals, corresponent a un oscil·lador lineal simple amb un amortiment de referència del 5% respecte el crític, definit pels següents valors:

$$\left[\begin{array}{ll} \text{Si } T < T_A & \alpha(T) = 1 + 1,5T / T_A \\ \text{Si } T_A \leq T \leq T_B & \alpha(T) = 2,5 \\ \text{Si } T > T_B & \alpha(T) = K \cdot C / T \end{array} \right.$$

Equació 8

On $\alpha(T)$ és el valor de l'espectre normalitzat de resposta elàstica [-]

On T és el període propi de l'oscil·lador [s]

On T_A i T_B són els períodes característics de l'espectre de resposta [s]

On K és el coeficient de distribució [-]

El coeficient de distribució, K , és un coeficient que té en compte la influència dels diferents tipus de terratrèmols esperats segons la perillositat sísmica de cada punt. Segons el llistat de l'annex 1 de la NCSE-02¹⁶, pel terme municipal de Granada és de 1.

¹⁵ NCSE-02. Capítol 2: Informació sísmica. Apartat 2.4: Classificació del terreny. Coeficient del terreny.

Per trobar el període característic de l'espectre de resposta, T_A , s'utilitza l'Equació 9. Per a trobar el període característic de l'espectre de resposta, T_B , s'utilitza l'Equació 10.

$$T_A = K \cdot C / 10$$

Equació 9

$$T_B = K \cdot C / 2,5$$

Equació 10

El període propi de l'oscil·lador, T , que és equivalent al període fonamental de l'edifici es calcula a partir del sistema d'equacions ofert per la NCSE-02¹⁷, per a cada una de les tipologies estructurals de l'edifici estudiat.

Cas edifici amb pòrtics de formigó armat sense la col·laboració de pantalles de travat:

$$T = T_F = 0,09 \cdot n$$

Equació 11

Cas edifici amb pòrtics de formigó armat amb la col·laboració de pantalles de travat:

$$T = T_F = 0,07 \cdot n \sqrt{H / (B + H)}$$

Equació 12

Cas edifici de pòrtics d'acer laminat amb plans triangulats resistents (equivalent al nostre cas de dissipadors):

$$T = T_F = 0,085 \cdot n \sqrt{H / (B + H)}$$

Equació 13

On T_F és el període fonamental de l'estructura [s]

On n és el nombre de plantes sobre rasant [-]

On H és l'altura de l'edifici sobre rasant [m]

On B és la dimensió de les pantalles de travat o dels plans triangulats [m]

A la Figura 2 es pot observar un gràfic de l'espectre de resposta elàstica, $\alpha(T)$, trobat a partir de l'Equació 8.

16 NCSE-02. Annex 1: Valors de l'acceleració sísmica bàsica, a_b , i del coeficient de distribució dels termes municipals amb $a_b \geq 0,04g$, organitzat per comunitats autònomes.

17 NCSE-02. Capítol 3: Càlcul. Apartat 3.7: Mètode simplificat de càlcul pels casos més usuals de edificació. Apartat 3.7.2: Modes de vibració. Apartat 3.7.2.2: Càlcul del període fonamental dels edificis.

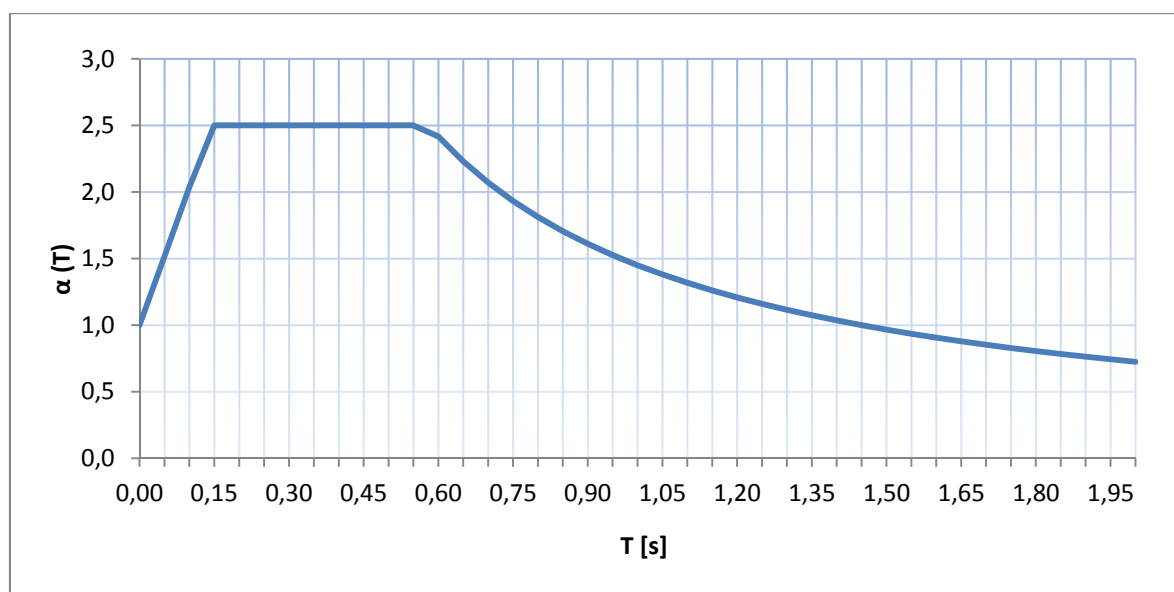


Figura 2 Espectre de resposta elàstica

Es pot trobar informació detallada sobre els càlculs de la informació sísmica a l'Annex A: Càlculs.

2.4.6.2 Càlculs aplicant mètode simplificat de càlcul

Determinació de masses relacionades amb el càlcul

Els criteris per a la determinació de les masses de l'edifici a considerar en el càlcul de les sol·licitacions degudes a sísmes són proporcionats per la Normativa sismorresistent Espanyola¹⁸. En aquest estudi es consideren les masses corresponents a la pròpia estructura, les masses permanents i una fracció de les masses restants, sempre que aquestes siguin desfavorables. Degut a l'ús comercial i d'oficines de l'edifici es pren un factor corrector del 0,6 en les sobrecàrregues d'ús i un factor de corrector de 1 en envans. La sobrecàrrega de neu no és considerada per que es suposa que no es mantindrà la neu durant més de 30 dies.

Amb l'objectiu de compensar possibles irregularitats constructives i asimetries accidentals de les sobrecàrregues, es considera una excentricitat addicional de les masses o de les forces sísmiques equivalents a cada planta de 1/20 de la dimensió més gran en planta en el sentit perpendicular de la direcció sísmica¹⁹. Això equival a considerar una excentricitat addicional del 5% de les forces sísmiques equivalents a cada planta, que és el que s'ha introduït al programa SAP2000 durant la modelització de les diferents vessants estructurals.

Es pot trobar informació detallada sobre el càlcul de les mateixes a l'Annex A: Càlculs.

¹⁸ NCSE-02. Capítol 3: Càlcul. Apartat 3.2: Masses que intervenen al càlcul.

¹⁹ NCSE-02. Capítol 3: Càlcul. Apartat 3.2: Masses que intervenen al càlcul.

Determinació de forces sísmiques equivalents

Pel càlcul de les càrregues sísmiques que afecten l'edifici s'aplica el mètode de càlcul simplificat descrit a la NCSE-02²⁰. En primer lloc aquest mètode determina el número de modes a considerar en funció del període fonamental de l'edifici que són els següents:

- El primer mode si $TF \leq 0,75$ s
- El primer i segon modes si $0,75s < TF \leq 1,25$ s
- Els tres primer modes si $TF > 1,25s$

Tal i com es detalla a l'apartat anterior, on s'havien calculat els períodes fonamentals de l'edifici per a cada vessant constructiva de l'edifici estudiat, s'obtenen els següents valors:

- Cas estructura sense enrigidir: $T = T_F = 0,72$ [s]
- Cas estructura amb pantalles de travat: $T = T_F = 0,51$ [s]
- Cas estructura amb dissipadors energètics: $T = T_F = 0,62$ [s]

Els tres períodes fonamentals són de valor inferior a 0,75s i això fa que només es consideri el primer mode de vibració en els tres casos d'estudi.

La força sísmica estàtica equivalent, F_{ik} , per a cada planta i mode de vibració es troba a partir de l'Equació 14 descrita a continuació.

$$F_{ik} = s_{ik} \cdot P_k$$

Equació 14

On F_{ik} és la força sísmica equivalent corresponent al mode de vibració i per la planta k [KN]

On s_{ik} és el coeficient sísmic corresponent al mode de vibració i per la planta k [-]

On P_k és el pes corresponent a la massa de la planta k , m_k [KN]

El pes corresponent a cada planta, P_k , es calcula seguint les consideracions referents a la massa descrites a l'inici d'aquest apartat.

El coeficient sísmic adimensional, s_{ik} , per a cada planta i mode de vibració es calcula a partir de:

$$s_{ik} = (a_c / g) \cdot \alpha_i \cdot \beta \cdot \eta_{ik}$$

Equació 15

On g és l'acceleració de la gravetat [m/s²]

On α_i és el coeficient de valor corresponent al mode de vibració i [-]

On β és el coeficient de resposta [-]

On η_{ik} és el factor de distribució corresponent al mode de vibració i per la planta k [-]

²⁰ NCSE-02. Capítol 3: Càlcul. Apartat 3.7: Mètode simplificat de càlcul pels casos més usuals de l'edificació.

El coeficient de valor, α_i , pot prendre els següents valors:

$$\left\{ \begin{array}{ll} \text{Si } T_i \leq T_B & \alpha_i = 2.5 \\ \text{Si } T_i > T_B & \alpha_i = 2.5 \cdot (T_B / T_i) \end{array} \right.$$

Equació 16

On T_B és el període característic de l'espectre definit anteriorment [s]

On T_i és el període propi de l'oscil·lador pel mode de vibració i [s]

El coeficient de resposta adimensional, β , ve expressat per:

$$\beta = \frac{\nu}{\mu}$$

Equació 17

On ν és el factor de modificació de l'espectre de resposta en funció de l'amortiment [-]

On μ és el coeficient de comportament per ductilitat [-]

El factor de modificació de l'espectre en funció de l'amortiment, en el cas estudiat val 1 per no diferir del 5% considerat per defecte²¹.

El coeficient de comportament per ductilitat, μ , depèn de la organització, materials i detalls constructius²². Tal i com es justifica a l'Apartat 3.1.3, l'Apartat 3.2.2 i l'Apartat 3.3.3 de la present memòria pel model estructural sense enrigidir és considera una ductilitat baixa ($\mu=2$) i pels models enrigidits amb pantalles i dissipadors energètics una ductilitat molt alta ($\mu=4$).

El factor de distribució, η_{ik} , del mode de vibració i per la planta k , es calcula mitjançant la següent fórmula:

$$\eta_{ik} = \Phi_{ik} \frac{\sum_{k=1}^n m_k \Phi_{ik}}{\sum_{k=1}^n m_k \Phi_{ik}^2}$$

Equació 18

On n és el nombre de plantes [-]

On m_k és la massa de la planta k [Kg]

On Φ_{ik} és el coeficient de forma corresponent a mode de vibració i per la planta k

El coeficient de forma, Φ_{ik} , per a cada planta i mode de vibració es pot calcular aproximadament a partir de l'Equació 19.

$$\Phi_{ik} = \sin[(2i-1) \cdot \pi \cdot h_k / 2H]$$

Equació 19

²¹ NCSE-02. Capítol 2: Informació sísmica. Apartat 2.5: Modificació de l'espectre de resposta elàstica en funció de l'amortiment.

²² Podeu trobar informació al respecte al Document 3: Plec de condicions.

On h_k és l'altura sobre rasant de la planta k [m]

On H és l'altura total de l'estructura de l'edifici [m]

Les forces sísmiques estàtiques equivalents obtingudes a partir del primer mode de vibració per planta i per model són les que es poden trobar a la Taula 7. Es pot trobar informació detallada sobre els càlculs de les mateixes a l'Annex A: Càlculs del present estudi.

Planta	F_k sense enrigidir [KN]	F_k pantalles [KN]	F_k dissipadors [KN]
PB	0,00	0,00	0,00
P1	474,41	310,31	277,57
P2	822,46	537,97	481,22
P3	1142,97	747,62	668,74
P4	1425,20	932,23	833,87
P5	1659,70	1085,61	971,08
P6	1838,61	1202,64	1075,76
P7	1955,95	1279,40	1144,42
PC	2332,27	1514,77	1362,94

Taula 7 Forces sísmiques equivalents

2.5 Combinacions d'accions

Una combinació d'accions consisteix en un conjunt d'accions compatibles que es considera que actuen simultàniament per una comprovació determinada. Per a cada una de les situacions d'estudi s'establiran les possibles combinacions d'accions a analitzar.

En aquest estudi es classificaran les combinacions d'accions segons les situacions de projecte a las que fan referència. O sigui, segons situació persistent o situació accidental. Les situacions persistents són aquelles que corresponen a les condicions d'ús normal de l'estructura i les situacions accidentals són aquelles que corresponen a situacions excepcionals aplicables a l'estructura.

Per les diferents situacions de dimensionat persistents el valor de càlcul dels efectes de les accions es determina mitjançant combinacions d'accions a partir de l'Equació 20. És a dir, considerant de forma simultània totes les accions permanents en el seu valor de càlcul, inclòs el pretelat; l'acció determinant en el seu valor de càlcul, quan aquesta no sigui obvia, es valoraran diferents possibilitats considerant diferents accions variables com a determinants; i la resta de les accions variables en el seu valor de càlcul de combinació.

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Equació 20

On $G_{k,j}$ és el valor característic de les accions permanents

On $Q_{k,1}$ és el valor característic de l'acció variable determinant

On $\psi_{0,i} Q_{k,i}$ és el valor representatiu de combinació de les accions variables concomitants

On ψ_0 és el factor de combinació (quan existeixen diverses accions variables)

On γ_G és el coeficient parcial de seguretat per accions permanents

On γ_Q és el coeficient parcial de seguretat per accions variables

Per la situacions de dimensionat accidentals, concretament les sísmiques, el valor de càlcul dels efectes de les accions es determina mitjançant combinacions d'accions a partir de l'Equació 21. És a dir considerant totes les accions variables concomitants amb el seu valor quasi-permanent.

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_A A_{E,k} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Equació 21

On $G_{k,j}$ és el valor característic de les accions permanents

On $\psi_{2,i} Q_{k,i}$ és el valor representatiu quasi-permanent de les accions variables amb l'acció accidental

On $A_{E,k}$ és el valor característic de l'acció sísmica

On ψ_2 és el factor quasi-permanent

On γ_G és el coeficient parcial de seguretat per accions permanents

On γ_A és el coeficient parcial de seguretat per accions accidentals

On γ_Q és el coeficient parcial de seguretat per accions variables

Els coeficients parcials de seguretat per a les accions a considerar en els diferents anàlisis aplicables a l'avaluació dels Estats Límit Últims són els descrits a la Taula 8.

TIPO DE ACCIÓN	Situación persistente o transitoria		Situación accidental	
	Efecto favorable	Efecto desfavorable	Efecto favorable	Efecto desfavorable
Permanente	$\gamma_G = 1,00$	$\gamma_G = 1,35$	$\gamma_G = 1,00$	$\gamma_G = 1,00$
Pretensado	$\gamma_P = 1,00$	$\gamma_P = 1,00$	$\gamma_P = 1,00$	$\gamma_P = 1,00$
Permanente de valor no constante	$\gamma_{G^*} = 1,00$	$\gamma_{G^*} = 1,50$	$\gamma_{G^*} = 1,00$	$\gamma_{G^*} = 1,00$
Variable	$\gamma_Q = 0,00$	$\gamma_Q = 1,50$	$\gamma_Q = 0,00$	$\gamma_Q = 1,00$
Accidental	-	-	$\gamma_A = 1,00$	$\gamma_A = 1,00$

Taula 8 Coeficients parcials de seguretat de les accions per ELU (Taula 12.1 EHE-08)

Els coeficients de simultaneïtat considerats en els diferents anàlisis són els descrits a la Taula 9.

	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Sobrecarga superficial de uso (Categorías según DB-SE-AE)			
• Zonas residenciales (Categoría A)	0,7	0,5	0,3
• Zonas administrativas (Categoría B)	0,7	0,5	0,3
• Zonas destinadas al público (Categoría C)	0,7	0,7	0,6
• Zonas comerciales (Categoría D)	0,7	0,7	0,6
• Zonas de tráfico y de aparcamiento de vehículos ligeros con un peso total inferior a 30 kN (Categoría E)	0,7	0,7	0,6
• Cubiertas transitables (Categoría F)		(1)	
• Cubiertas accesibles únicamente para mantenimiento (Categoría G)	0	0	0
Nieve			
• para altitudes > 1000 m	0,7	0,5	0,2
• para altitudes ≤ 1000 m	0,5	0,2	0
Viento	0,6	0,5	0
Temperatura	0,6	0,5	0
Acciones variables del terreno	0,7	0,7	0,7

⁽¹⁾ En las cubiertas transitables, se adoptarán los valores correspondientes al uso desde el que se accede.

Taula 9 Coeficients de simultaneïtat (Taula 4.2 CTE-SE)

Les combinacions analitzades en aquest estudi per les tres vessants constructives són les següents:

Combinació per situació persistent 'ELU 1':

$$1,35CP + 1,50S\dot{U}S + (1,50 \cdot 0,5 \cdot NEU + 1,50 \cdot 0,6 \cdot VENT_X)$$

Combinació per situació persistent 'ELU 2':

$$1,35CP + 1,50S\dot{U}S + (1,50 \cdot 0,5 \cdot NEU + 1,50 \cdot 0,6 \cdot VENT_Y)$$

Combinació per situació persistent 'ELU 3':

$$1,35CP + 1,50VENT_X + (1,50 \cdot 0,7 \cdot S\dot{U}S + 1,50 \cdot 0,5 \cdot NEU)$$

Combinació per situació persistent 'ELU 4':

$$1,35CP + 1,50VENT_Y + (1,50 \cdot 0,7 \cdot S\dot{U}S + 1,50 \cdot 0,5 \cdot NEU)$$

Combinació per situació accidental 'ELU 5':

$$1CP + SISME_X + 0,30 \cdot SISME_Y + (0,3 \cdot S\dot{U}S)$$

Combinació per situació accidental 'ELU 6':

$$1CP + SISME_Y + 0,30 \cdot SISME_X + (0,3 \cdot S\dot{U}S)$$

L'estructura ha de poder resistir l'acció horitzontal de sisme en totes les direccions i això ens obliga a analitzar-ne el comportament sísmic en més d'una direcció. Si l'edifici és de planta regular i amb una excentricitat de masses respecte el centre de torsió inferior al 10%, el model de vibració en cada una de les dimensions principals es pot analitzar com a dos models plans ortogonals independents, reduint el moviment horitzontal a un sol grau de llibertat per planta. En aquest cas, les sol·licitacions obtingudes dels resultats dels anàlisis en cada direcció es combinaran amb el 30% de les obtingudes en l'altre direcció.

2.6 Càlcul del desplaçament postelàstic i relació amb la consideració dels efectes de segon ordre

Els resultats de deformació es presenten a l'Apartat 4: Estudi Comparatiu, aquest apartat es merament introductor i per descriure el tipus de tractament que es fa de la informació obtinguda.

Càlcul del desplaçament post-elàstic

El desplaçament horitzontal, u , en la direcció desitjada es determinarà tenint en compte el comportament post-elàstic mitjançant la següent expressió:

$$u = u_e \cdot \mu$$

Equació 22

On u és el desplaçament lineal post-elàstic [m]

On u_e és el desplaçament lineal equivalent, calculat en règim elàstic [m]

On μ és el coeficient de comportament per ductilitat [-]

Consideració dels efectes de segon ordre en el càlcul de desplaçaments

Segons NCSE-02²³, no és necessari considerar els efectes de segon ordre si el desplaçament màxim de l'edifici no supera el dos per mil de l'altura i/o per a cada planta es verifica que:

$$P_k \cdot d_k < 0,10 \cdot V_k \cdot h_{e,k}$$

Equació 23

On P_k és la càrrega gravitatòria total per sobre de planta k , considerant únicament les masses a tenir en compte en cas de sisme i definides anteriorment [KN]

On d_k és el desplaçament relatiu entre el cap i els peu dels suports de la planta k [m]

On $h_{e,k}$ és l'altura entre plantes de la planta k [m]

On V_k és el tallant combinat corresponent a la planta k [KN]

El tallant combinat, V_k , corresponent a la planta k el podem trobar a partir de les forces equivalents de cada planta mitjançant l'expressió de l'Equació 25 extreta de l'Equació 24.

$$F_k = V_k - V_{k+1}$$

Equació 24

$$V_k = F_k + V_{k+1}$$

Equació 25

On F_k és la força sísmica equivalent que afecta a la planta k [KN]

Interstory drift o desplaçament entre plantes

El desplaçament relatiu entre dos pisos consecutius anomenat Interstory drift és un paràmetre molt important indicador del comportament estructural molt utilitzat per a determinar els efectes de forces horitzontals, com les d'origen sísmic, en la deformació de l'edifici. El calculem així:

²³ NCSE-02. Capítol 3: Càlcul. Apartat 3.8: Efectes de segon ordre

$$desp_{entreplantes} = \frac{u_{k+1} - u_k}{h_e} [-]$$

Equació 26

On h_e és l'altura entre plantes [m]

On u_k és el desplaçament horitzontal efectuat per la planta k [m]

On u_{k+1} és el desplaçament horitzontal efectuat per la planta $k+1$ [m]

2.7 Limitació de desplaçaments estructurals segons normativa

Els resultats de deformació es presenten a l'Apartat 4: Estudi Comparatiu, aquest apartat es merament introductori per descriure el tipus de tractament que es fa de la informació obtinguda.

La normativa sismorresistent espanyola²⁴ determina que per a un edifici de menys de deu plantes, el desplaçament lateral màxim en centímetres que podem admetre en l'estructura es pot obtenir mitjançant la següent expressió:

$$u = 33 \cdot \alpha_i \cdot (a_c / g) \cdot T_F^2$$

Equació 27

On u és el desplaçament lineal post-elàstic [m]

On α_i és el coeficient de valor corresponent al mode de vibració i [-]

On a_c és l'acceleració sísmica de càlcul [m/s²]

On g és l'acceleració de la gravetat [m/s²]

On T_F és el període fonamental de l'estructura [s]

Aplicant l'Equació 27 obtenim que el desplaçament lateral màxim admès per a l'estructura sense enrigidir és de 8,6 cm, el de l'estructura amb pantalles és de 5,4cm i el de l'estructura amb dissipadors és de 7,5cm.

L'Eurocodi-8²⁵, menys restrictiu, no estipula un desplaçament lateral màxim per a cada estructura, el que fa es limitar-nos únicament el desplaçament entreplantes de l'edifici. En el cas d'un edifici de importància normal, amb elements no estructurals units de forma que no interfereixin amb els deformacions estructurals tenim que:

$$\frac{d_r}{v'} \leq |0,006| \cdot h$$

Equació 28

On d_r és el desplaçament de càlcul entre plantes, avaluat com la diferència entre els desplaçaments laterals mitjans entre la part superior i inferior de la planta considerada.

On v' és el factor de reducció que té en compte el menor període de retorn del terratrèmol associat amb l'Estat Límit de Servei.

24NCSE-02. Capítol 4: Regles de disseny i prescripcions constructives a edificacions. Apartat 2: Regles de caire general. Apartat 4.2.5: Juntes entre construccions.

25Eurocodi-8. Part 1-2: Regles generals. Regles generals per edificis. Apartat 4: Comprovacions de seguretat. Apartat 4.3: Estat Límit de Servei. Apartat 4.3.2: Limitació del desplaçament entreplantes.

On h és l'altura de la planta.

En el nostre cas podem considerar un factor de reducció, ν , de 2 per tractar-se d'un edifici d'importància normal (categoria III segons Taula 3.3 EC-8).

3 DESCRIPCIÓ DE LES PROPOSTES ESTRUCTURALS

3.1 Estructura elemental sense enrigidir

L'estructura elemental sense enrigidir no és una proposta estructural concebuda per a complir els requeriments estructurals propis d'una zona d'elevada sismicitat. L'estructura analitzada i descrita en aquest apartat es pot considerar l'estructura antecessora de les dues propostes estructurals descrites a l'Apartat 3.2 i l'Apartat 3.3.

En la fase preliminar de concepció de l'estructura s'han seguit els paràmetres de disseny que faciliten el bon comportament d'una estructura davant sisme, descrits en múltiples manuals i normativa de temàtica sísmica així com les prescripcions tècniques descrites al quart capítol de la NCSE-02 que són d'obligat compliment per a cada determinat nivell de ductilitat estructural.

L'estructura elemental sense enrigidir s'ha modelat i analitzat amb SAP2000 per a veure el pèssim comportament davant l'acció sísmica d'aquesta tipologia d'estructures no preparades per zones d'elevada sismicitat.

3.1.1 Característiques bàsiques per la concepció d'un edifici sismorresistent^{26,27}

Una estructura situada en regió sísmica ha de complir una sèrie de requeriments bàsics per a tenir una millor resposta estructural davant sisme. A l'hora de concebre l'estructura on a posteriori es fa l'anàlisi comparatiu utilitzant diferents mètodes de travat s'han considerat els següents requeriments bàsics:

- La disposició geomètrica de l'edifici en planta serà el més simètrica i regular possible, intentant aconseguir en els elements resistents una composició amb dos eixos de simetria ortogonals.
- La simplicitat estructural caracteritzada per l'existència d'unes trajectòries clares i directes per a la transmissió de les forces sísmiques permet predir d'una forma molt més fiable el comportament de l'estructura ja que, la definició del model, l'anàlisi, el dimensionat, el detall i la construcció d'estructures senzilles estan sotmeses a menor incertesa.
- La uniformitat en planta que es caracteritza per una distribució equilibrada dels elements estructurals i de les masses distribuïdes. Això permet unes transmissions directes i curtes de les forces d'inèrcia originades per les masses, la no tinença de grans excentricitats entre masses i rigideses i l'increment de la redundància estructural propiciant, a la vegada, un millor repartiment de la dissipació d'energètica per tota l'estructura.
- La disposició geomètrica en alçat també hauria de ser el més regular possible, sense canvis bruscos de forma o de rigidesa entre un pis i el següent ja que la uniformitat en alçada que tendeix a eliminar l'existència de zones sensibles en les que la concentració d'esforços o les grans demandes de ductilitat puguin provocar col·lapse de forma prematura.
- La rigidesa i resistència bidireccional ja que l'estructura de l'edifici ha de poder resistir les accions horitzontals en qualsevol direcció per què el moviment sísmic horitzontal és un fenomen multi-direccional. Les característiques de rigidesa de l'estructura han de minimitzar els efectes de l'acció sísmica i limitar els desplaçaments excessius que puguin conduir a inestabilitats degudes a efectes de 2n ordre.

²⁶ Segons Eurocodi 8, apartat 2.1 Principis bàsics per a la concepció del projecte.

²⁷ Informació ampliada al Document 3: Plec de condicions.

- La resistència i rigidesa a la torsió ja que l'estructura ha de limitar el desenvolupament de moviments a torsió que tendeixin a tensar de manera no uniforme els diferents elements estructurals. En aquest sentit cal dir que les disposicions en que els principals elements resistents estan distribuïts a prop de la perifèria de l'edifici presenten clars avantatges.
- L'acció de diafragma a nivell de cada planta perquè els forjats actuen com a pantalles horitzontals que recullen i transmeten les forces d'inèrcia als sistemes estructurals verticals i asseguruen que actuïn conjuntament per resistir l'acció horitzontal.
- Quan l'acceleració sísmica de càlcul és superior o igual a $0,12g$, com és el nostre cas, amb objectiu d'evitar una concentració excessiva de tensions, la massa total d'una planta no accedirà en més d'un 15% de la massa de les plantes adjacents, ni en un 50% de la massa mitjana de totes elles.
- Ha de procurar-se que la seguretat sismorresistent dels nusos sigui superior a la de les peces, que la dels suports sigui superior a la dels bigues/forjats i, en aquestes que, la seguretat a esforç tallant sigui superior a la seguretat a moment i això implica que s'hagin de fer les respectives comprovacions tant per les peces com pels nusos. Amb això es vol aconseguir que s'arribi a la fluència per flexió de l'acer de l'armadura longitudinal abans que l'esgotament per secció tallant en les bigues/forjat; que les seccions extremes de les bigues plastifiquin abans que les del suport; que les seccions extremes de bigues i suports s'esgotin abans que es produeixi l'esgotament del nus de trobada.
- Els punts en que una llosa de formigó escomet perpendicularment a un suport extrem han de tractar-se com un nus de pòrtic, sent-li de consideració les consideracions senyalades a l'apartat bigues.
- Degut al caràcter alternatiu de l'acció sísmica les tensions a les vores dels pilars canvien cíclicament, oscil·lant entre la compressió màxima a una menor, poden aconseguir provocar l'aparició de traccions en nusos intermedis o inferiors. En aquests casos és imprescindible confiar la tracció al encavalcament entre les armadures del pilars i/o de l'espera que ha de permetre la transferència de l'esforç.
- També s'ha de tenir en compte que pot haver-hi inversió de moments degut a l'acció horitzontal de sisme, és a dir, el moment extrem de la biga pot canviar de signe i passar a traccionar la fibra inferior i si la inversió de moments és molt forta pot produir-se, a més, inversió de reacció a la biga.
- Si es confia la resistència dels esforços horitzontals a elements de gran rigidesa com són pantalles, triangulacions, etc. aquests han de col·locar-se com a mínim en dues direccions, a poder ser ortogonals, en posició simètrica i preferiblement al perímetre exterior de la planta. I, en el cas que l'acceleració sísmica de càlcul és superior o igual a $0,16g$, els elements resistents a sisme seran redundants, de manera que la fallada d'un d'ells no impliqui grans canvis en la posició del centre de rigideses i per tant de l'excentricitat de masses.

3.1.2 Descripció de la proposta estructural

Edifici de formigó armat amb estructura formada per pilars i forjats de llosa massissa de planta quadrada de $576m^2$ de secció. Els pilars estan distribuïts de forma ortogonal i simètrica, amb condicions de rigidesa i resistència idèntiques en les dues direccions principals, amb intereixos de 6m i són continus de fonamentació a coberta.

L'edifici consta de planta baixa, set plantes i coberta plana no transitable invertida de pendent 1%. El primer nivell té una altura de 4,55m i la resta de 3,5 m, degut a que la planta baixa es destina a ús comercial i requereix d'una major altura.

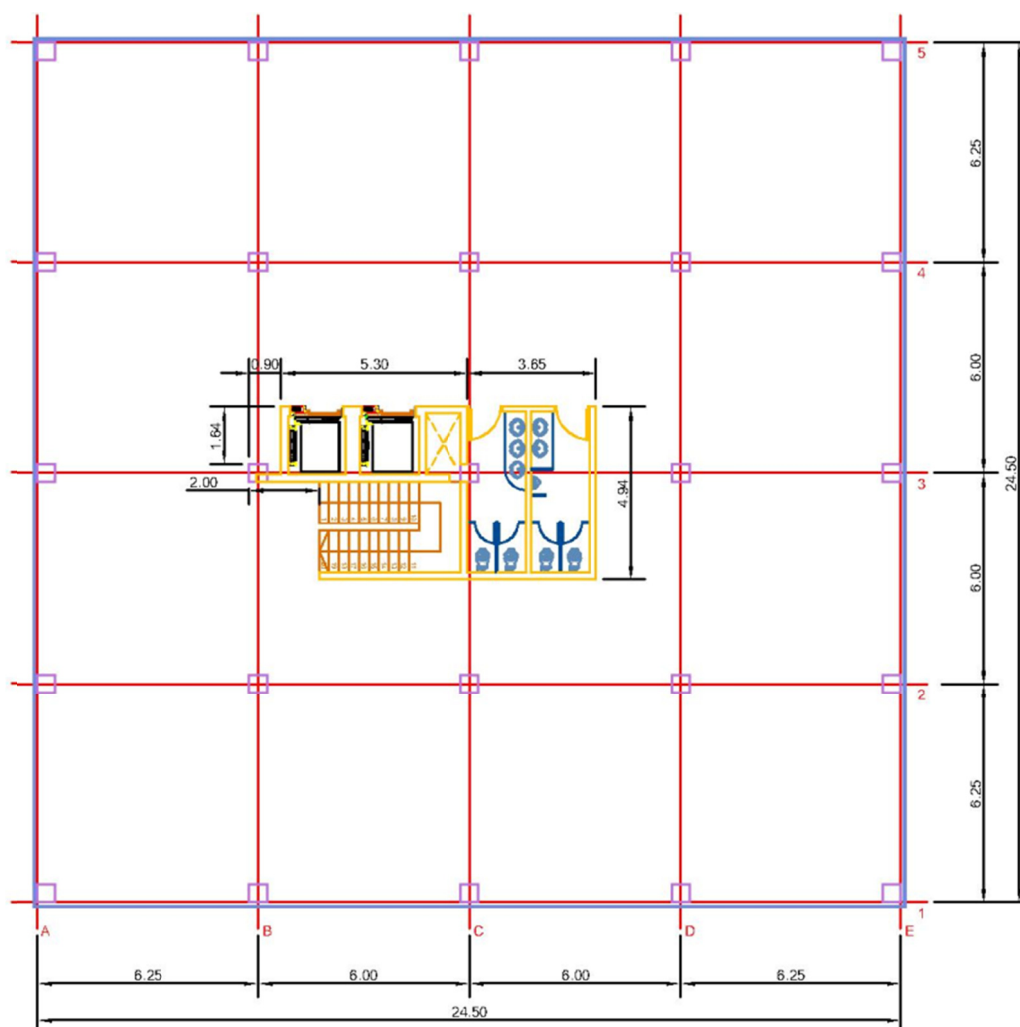


Figura 3 Planta típica de l'edifici

Les plantes es projecten com a diàfanes, tot i que no es descarta possibles futures compartimentacions sempre que es facin mitjançant solucions constructives que garanteixin la no participació resistent dels nous elements ja que la normativa sismorresistent ens obliga a tenir en compte als elements estructurals com murs de tancament, envans, etc. que puguin desenvolupar rigidesa i resistència suficients com per alterar les condicions de l'estructura, en la confecció del model d'anàlisi estructural i comprovar-se per les accions que es derivin del càlcul²⁸.

Les escales i ascensors estan col·locats en posició central de planta baixa a planta setena, l'accés a coberta està previst mitjançant claraboia practicable. Tot i que la norma sismorresistent ens demana que les vies generals d'evacuació, especialment els nuclis verticals de comunicació com les escales, estiguin dotades de resistència i ductilitat addicional per facilitar la seva utilització mentre es produeixin sismes importants, en aquest projecte no es preveu l'anàlisi en detall d'aquestes subestructures²⁹.

28 NCSE-02. Capítol 4. Requeriments pel que fa als elements no estructurals.

29 NCSE-02. Capítol 4. Requeriments pel que fa als elements no estructurals.

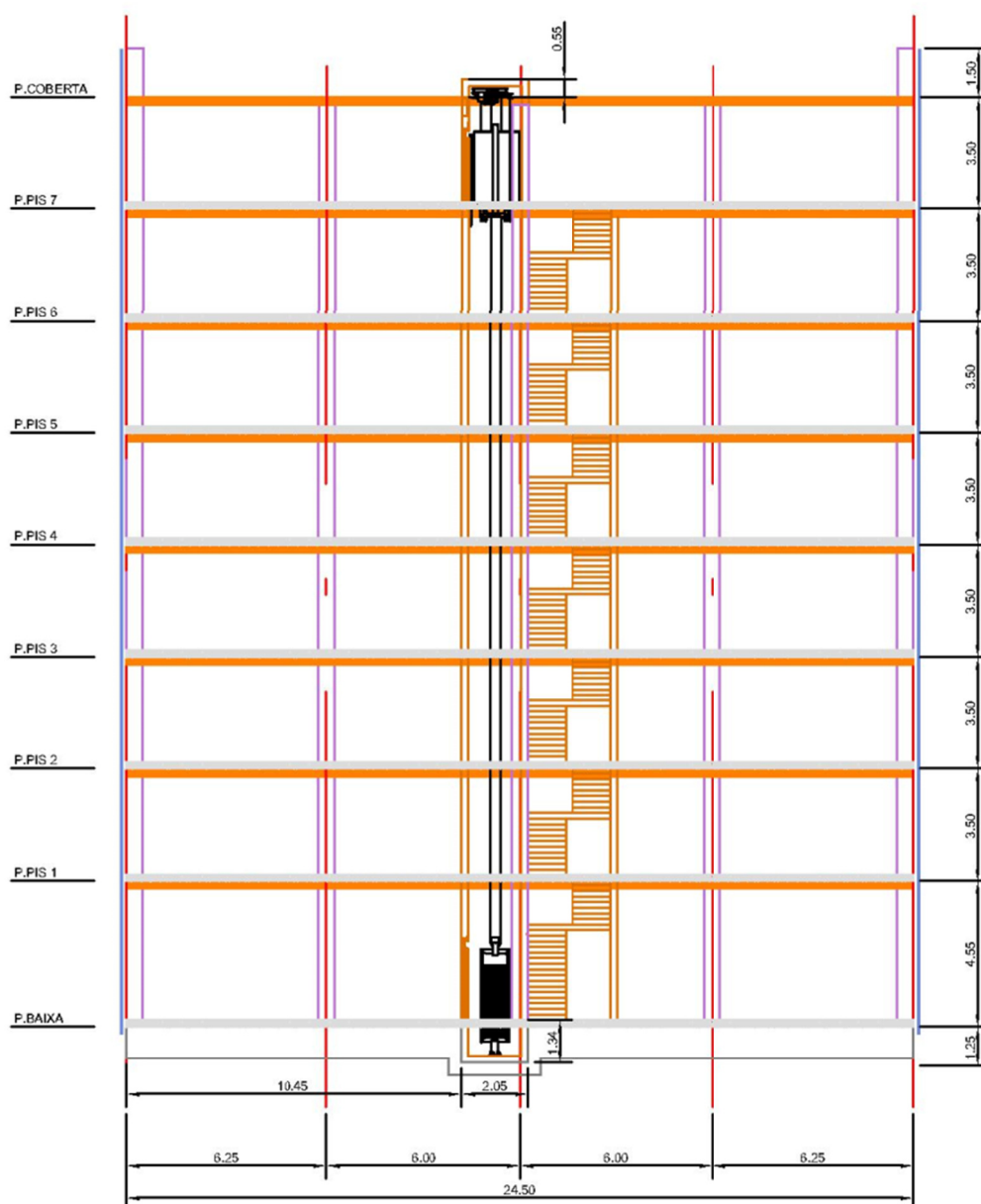


Figura 4 Secció transversal vista per eix C

La fonamentació es preveu mitjançant llosa de fonamentació i la solució constructiva per la façana, mitjançant murs cortina. Els murs cortina són especialment adequats per evitar risc de dany a les façanes provocats pels alts requeriments de flexibilitat de l'estructura davant accions horitzontals sísmiques³⁰. El predimensionat dels elements constructius s'ha efectuat manualment i de forma aproximada, tal i com es descriu a l'Apartat 3.1.4, considerant únicament les càrregues gravitatòries.

A la Figura 3 i la Figura 4 es poden observar les característiques bàsiques de l'edifici en planta i alçat i a la Figura 5 es pot apreciar una perspectiva general de l'edifici sense engridir.

³⁰ Segons CALAVERA RUIZ, J. Proyecto y cálculo de estructuras de hormigón armado para edificios.

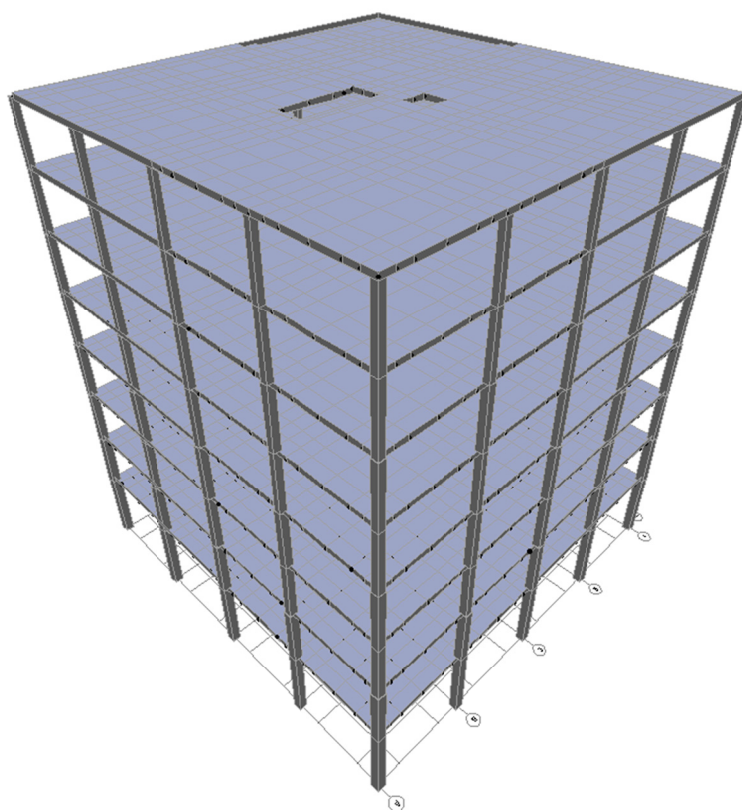


Figura 5 Perspectiva de l'edifici elemental sense enrigidir

3.1.3 Justificació del nivell de ductilitat

El coeficient de comportament per ductilitat, μ , depèn de la organització, del material i dels detalls constructius de l'estructura. A la Norma sismorresistent Espanyola es recullen els valors d'aquest coeficient corresponents als casos típics.

El coeficient de comportament per ductilitat s'escull en funció de les limitacions establertes a la norma, dels materials utilitzats i del compliment obligatori dels detalls constructius establerts al quart capítol de la NCSE-02, resumits a l'Annex F adjuntat en aquest estudi.

Per l'estructura sense enrigidir s'adopta un coeficient de comportament de ductilitat baixa de valor $\mu = 2$. Les característiques descrites a la norma per a poder adoptar aquest nivell de ductilitat són les següents ³¹:

- Si l'estructura conté suports d'acer o formigó amb nuclis, murs o pantalles de formigó armat per no es satisfan les prescripcions tècniques referents a tipus i detalls estructurals.
- I en particular les estructures tipus pèndol invertit o assimilables, les estructures de lloses planes, forjats reticulars o forjats reticulars amb bigues planes, aquelles en els que les accions horitzontals són resistides principalment per diagonals que treballen alternativament a tracció i a compressió, per exemple estructures amb travats en forma de V.

³¹ NCSE-02. Capítol 3: Càlcul. Apartat 3.7.3.1: Coeficient de resposta beta

- També s'enquadren dins d'aquest grup els sistemes estructurals constituïts, bé per pòrtics metàl·lics que confinen a murs de formigó armat o de maçoneria reforçada, o bé per murs de càrrega de formigó o blocs de morter, armats vertical i horitzontalment i amb suficient capacitat de deformació plàstica estable davant d'accions laterals cícliques i alternants.

3.1.4 Predimensionat general de l'estructura³²

El predimensionat de l'estructura es fa manualment considerant únicament les càrregues gravitatòries. Es posposa la consideració de les càrregues de vent i sisme per al posterior anàlisi més exhaustiu mitjançant programari de càlcul.

Es consideren els pilars sotmesos a flexocompressió deguda a l'existència de flector provocat per una excentricitat mínima, e_{min} de 0,04m.

Es calcula l'axial característic a partir de la següent fórmula aproximada:

$$N_k = (g' + q') \cdot A \cdot n$$

Equació 29

On N_k és l'axial característic [KN]

On g' són les carregues permanents [KN/m²]

On q' són les sobrecàrregues [KN/m²]

On A és l'àrea tributària del pilar [m²]

Es realitza un càlcul simplificat on es considera que el pilar només té compressió simple per un valor d'axial de càlcul, N_d , augmentat en un 20%, per tenir en compte els efectes del moment flector, tal i com es pot veure a l'Equació 30.

$$N_d = 1,2 \cdot 1,5 \cdot N_k$$

Equació 30

De cara al predimensionat es considera que l'axial total, N_d , és resistit en la seva totalitat per la secció de formigó, N_c , i que per tant la contribució de l'acer, N_s , és nul·la.

La capacitat resistent del formigó per un pilar de secció quadrada es pot calcular mitjançant l'Equació 31.

$$N_c = f_{cd} \cdot c^2$$

Equació 31

On N_c és la capacitat resistent del formigó [KN]

On f_{cd} és la resistència de càlcul del formigó HA-25 [KN/m²]

On c és la cara del pilar [m]

Per a determinar la geometria dels pilars, concretament el valor de la seva cara, c , utilitzarem l'Equació 32 obtinguda a partir de l'Equació 31.

³² Utilitzat llibre *Números gordos del proyecto estructural de Arroyo Portero, Juan Carlos i altres*.

$$c = \sqrt{\frac{Nc}{f_{cd}}}$$

Equació 32

Un cop coneguda la geometria que permet suportar l'axial considerat es determina la geometria mínima de la secció per a poder menysprear l'efecte de vinclament, controlant a priori la seva esveltesa. Si l'esveltesa mecànica, λ , és inferior a 35 unitats es pot menysprear l'efecte de vinclament. L'esveltesa mecànica es pot calcular mitjançant l'Equació 33. Per a un pilar biarticulat es pren el coeficient β igual a 1.

$$\lambda = \frac{\beta \cdot h_p}{c} \cdot \sqrt{12}$$

Equació 33

On λ és l'esveltesa mecànica [-]

On β és un coeficient dependent de les condicions de contorn [-]

On h_p és l'altura del pilar [m]

On c és la cara del pilar [m]

Per a determinar la geometria dels pilars, concretament el valor de la seva cara, c , utilitzarem l'Equació 34 obtinguda a partir de l'Equació 33.

$$c = \frac{\beta \cdot H \cdot \sqrt{12}}{\lambda}$$

Equació 34

A partir dels valors geomètrics mínims dels pilars que compleixen les condicions imposades pel que fa a resistència i vinclament, es determina la geometria dels pilars mitjançant la simplificació de canvi de secció cada dues plantes, tal i com es pot apreciar a la columna 'Cara considerada' de la Taula 10.

Per al predimensionat de la llosa de forjat simplement es pren en consideració l'Equació 35 aplicable a construccions normals d'habitatge o aparcament per a trobar el gruix aproximat de la mateixa.

$$h = \frac{L}{20}$$

Equació 35

On h és el gruix de la llosa [m]

On L és la llum entre pilars [m]

Aplicant l'Equació 35 extraïem que el gruix de les lloses massisses de formigó de forjat a considerar és de 0,30m.

Planta	Cara mínima segons axial [m]	Cara mínima segons vinclament [m]	Cara considerada [m]
P7-PC	0,20	0,35	0,35
P6-P7	0,26	0,35	0,35
P5-P6	0,31	0,35	0,40
P4-P5	0,36	0,35	0,40
P3-P4	0,40	0,35	0,45
P2-P3	0,43	0,35	0,45
P1-P2	0,47	0,35	0,50
PB-P1	0,50	0,45	0,50

Taula 10 Valors de predimensionat de pilars

3.2 Proposta estructural amb pantalles dúctils

El model estructural amb pantalles dúctils de travat és una proposta estructural concebuda per complir els requeriments estructurals demandats a una estructura sismorresistent.

L'estructura és introduïda al programa SAP2000, amb els valors geomètrics del predimensionat de pilars i lloses de forjat, efectuat a l'Apartat 3.1. La geometria inicial de les pantalles dúctils és la descrita a l'Apartat 3.2.1.

3.2.1 Característiques generals

Estructura sismorresistent, creada a partir de les característiques descrites a l'Apartat 3.1, basada en la inserció de pantalles de travat dúctils contínues de fonamentació a coberta i interconnectades pels forjats a cada planta, que donen rigidesa i resistència davant les càrregues horitzontals i suporten, a la vegada, les càrregues verticals transmeses a elles. Les pantalles de travat protegeixen contra danys no estructurals durant pertorbacions sísmiques moderades i donen una seguretat estructural elevada.

Les pantalles de travat, també anomenades murs de tallant, es comporten com a mènsules encastades al terreny i són especialment aptes per a resistir accions horitzontals, per això el seu ús és molt freqüent en llocs d'elevada sismicitat. Es denominen murs de tallant per què s'encarreguen de suportar la major part de la càrrega lateral de l'edifici i se'ls hi transmet la força tallant horitzontal, de tota manera no acostumen a fallar per esforç tallant. Les pantalles de travat acostumen a estar sotmeses a moments flectors i a forces tallants, originades per les càrregues horitzontals i a compressió axial originada per les càrregues verticals.

En les crugies on es col·loquen les pantalles s'ha optat per suprimir els pilars i fer que les mateixes aguantin els esforços verticals de l'estructura per què és favorable que les pantalles suportin les majors accions verticals possibles per compensar les fortes traccions, degudes al moment flector, provocades per les forces horitzontals.

La disposició en planta de les pantalles és de vital importància. Es requereix d'una distribució regular a poder ser simètrica per aconseguir tenir el centre de masses i de rigidesa el més a prop possible. Per augmentar la resistència a torsió de l'estructura es recomana col·locar-les a la perifèria de la planta. Les càrregues horitzontals existents es repartiran entre les diferents pantalles, principalment, i entre els elements principals de l'estructura porticada. Es recomana que es col·loquin en dues direccions ortogonals com a mínim per a absorbir correctament les forces d'origen sísmic, degut a la naturalesa multi-direccional dels sismes.

Les pantalles de travat per la seva secció transversal estreta tenen certa tendència a la inestabilitat lateral per vinclament. Les lloses de forjat, considerades diafragmes horitzontals, donaran recolzament lateral a les pantalles i, en conseqüència, es pot considerar que la longitud crítica de vinclament és igual a l'altura entre pisos.

Els requisits essencials de les estructures amb pantalles de travat són l'existència d'unes fonamentacions adequades que donin la fixació suficient a la base i una bona connexió als forjats per una bona transmissió de les càrregues horitzontals. És convenient que siguin contínues en tota l'altura de la construcció, arribant fins a la fonamentació sense canvis importants a la seva amplada ni en el seu gruix i que, si existissin forats, aquests s'alineessin verticalment.

La normativa sismorresistent espanyola ens dóna un seguit de característiques a complir per a poder considerar una pantalla de travat com a molt dúctil quan l'acceleració de càlcul és superior a 0,16g, algunes d'elles fan referència a la seva geometria i armat:

- El gruix serà de com a mínim 0,15m i més gran que l'altura total dividit entre 20.
- L'armadura longitudinal estarà formada per dues malles, amb un interval entre barres no superior a 0,15m.
- La secció de cada família de malles no serà inferior al 0,25% ni superior al 4% de la secció de formigó.
- A la part baixa dels dos costats de la pantalla es disposaran cercles com els indicats a la Figura 6.

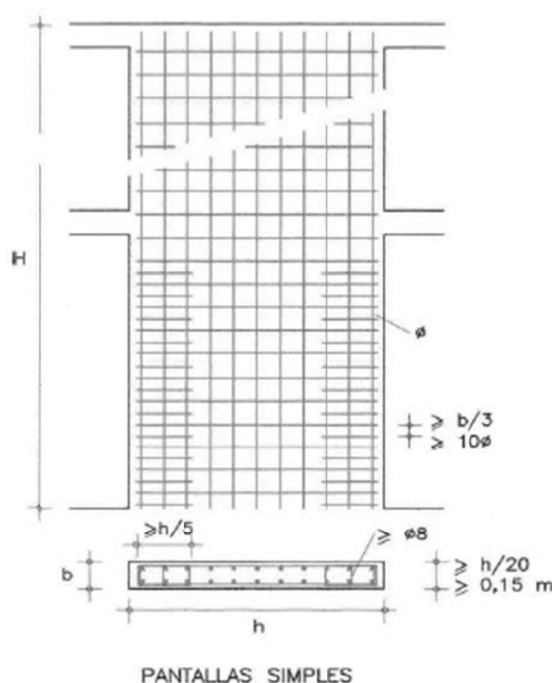


Figura 6 Detall de l'armadura de les pantalles dúctils simple (Fig4.21 NCSE-02).

Complint amb aquests requeriments, les pantalles de travat tenen un gruix mínim de 0,25m en totes les disposicions estudiades.

3.2.2 Justificació del nivell de ductilitat

El coeficient de comportament per ductilitat, μ , depèn de la organització, del material i dels detalls constructius de l'estructura. A la Norma sismorresistent Espanyola es recullen els valors d'aquest coeficient

corresponents als casos típics. El coeficient de comportament per ductilitat s'escull en funció de les limitacions establertes a la norma, dels materials utilitzats i del compliment obligatori dels detalls constructius establerts al quart capítol de la NCSE-02, resumits a l'Annex C adjuntat en aquest estudi.

Per l'estructura sense enrigidir s'adopta un coeficient de comportament de ductilitat molt alta de valor $\mu = 4$. Les característiques que ens descriu la norma per a poder adoptar aquest nivell de ductilitat són les següents ³³:

- La resistència a les accions horitzontals ha d'obtenir-se mitjançant pòrtics plans o espacials de nusos dúctils rígids o sistemes de travat dúctils especialment dissenyats per dissipar energia mitjançant flexions o tallants cíclics en trams curts, com per exemple els formats per pantalles i bigues d'acoblament en estructures de formigó armat o per triangulacions metàl·liques incompletes.
- Si existeixen altres elements o nuclis de travat, la seva col·laboració a la resistència de les accions horitzontals ha de ser escassa. Es considera que es compleix aquesta condició si suporten menys del 50% de la força sísmica horitzontal que actua sobre l'edifici.
- En estructures amb bigues de formigó armat, aquestes han de ser de cantell considerable.
- El dimensionat i detall han d'assegurar la formació de mecanismes estables amb molta alta capacitat de dissipació d'energia mitjançant histèresis, repartits homogèniament per tota l'estructura. Aquesta condició es compleix si s'utilitzen les prescripcions tècniques descrites a l'annex C.

3.2.3 Elecció disposició murs pantalla

Han estat estudiades diferents possibilitats de disposició en funció del gruix dels mur pantalla per a escollir la més adequada. Per a cada una d'elles es presenta el desplaçament estàtic màxim en el punt més desfavorable de l'estructura sota la combinació sísmica 'ELU 5'.

Disposició A (4 crugies)

Gruix de 0,25m ==> $d_{e,max} = 0,113m$

Gruix de 0,30m ==> $d_{e,max} = 0,099m$

Gruix de 0,35m ==> $d_{e,max} = 0,088m$

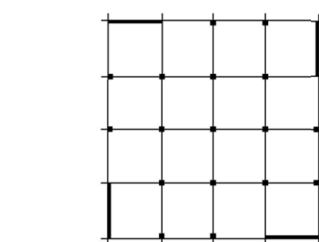
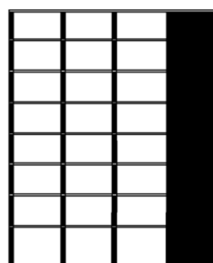


Figura 7 Disposició en planta i alçat de les pantalles segons la distribució tipus A

³³ NCSE-02. Capítol 3: Càlcul. Apartat 3.7.3.1: Coeficient de resposta beta.

Disposició B (8 crugies)

Gruix de 0,25m ==> $d_{e,max} = 0,031m$

Gruix de 0,30m ==> $d_{e,max} = 0,026m$

Gruix de 0,35m ==> $d_{e,max} = 0,023m$

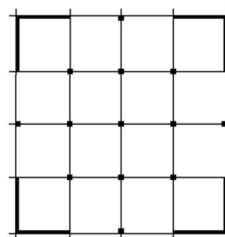
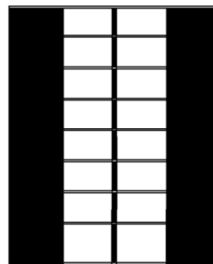


Figura 8 Disposició en planta i alçat de les pantalles segons la distribució tipus B

Disposició C (8 crugies)

Gruix de 0,25m ==> $d_{e,max} = 0,020m$

Gruix de 0,30m ==> $d_{e,max} = 0,017m$

Gruix de 0,35m ==> $d_{e,max} = 0,015m$

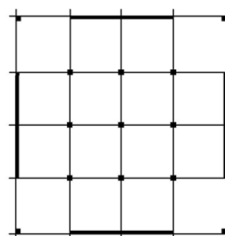
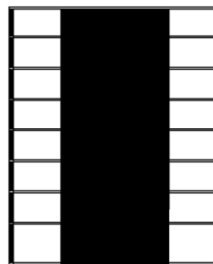


Figura 9 Disposició en planta i alçat de les pantalles segons la distribució tipus C

Per a la realització de l'estudi s'escull la disposició tipus C amb gruix de mur pantalla de 0,25m per la seva bona relació entre secció i desplaçament lateral màxim. A la Figura 11 es pot apreciar una perspectiva general de l'edifici amb la disposició de pantalles dúctils escollida.

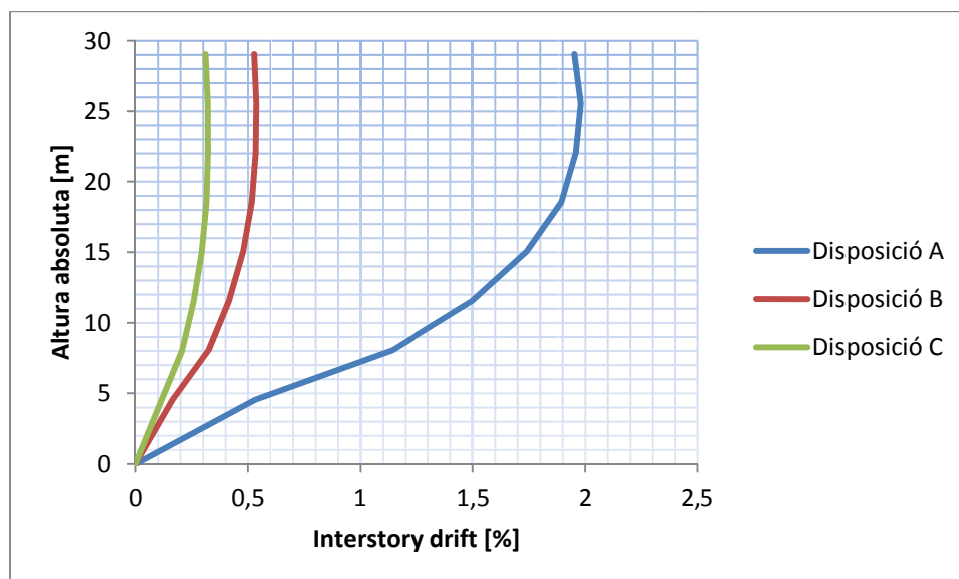


Figura 10 Interstory Drift de les diferents disposicions de murs pantalla amb gruix de 0,25m

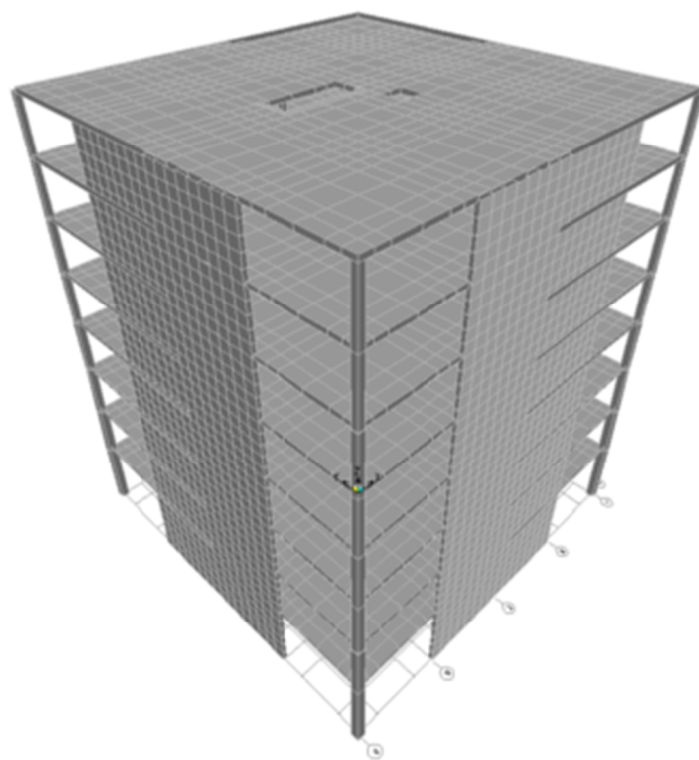


Figura 11 Perspectiva de l'edifici amb la distribució de pantalles escollida

3.3 Proposta estructural amb dissipadors d'energia

El model estructural amb dissipadors energètics és una proposta estructural concebuda per complir els requeriments estructurals demandats a una estructura sismorresistent.

L'estructura és introduïda al programa SAP2000, amb els valors geomètrics del predimensionat de pilars i lloses de forjat, efectuat a l'Apartat 3.1. Les característiques mecàniques dels dissipadors energètics introduïdes al programa SAP són les descrites a l'Apartat 3.3.5.

El model és analitzat sota les combinacions d'accions descrites a l'Apartat 2.3 de la memòria.

3.3.1 Característiques generals

Estructura sismorresistent basada en el mètode de projecte basat en la dissipació³⁴, en el qual un seguit d'elements del sistema estructural es projecten i dimensionen per dissipar energia davant grans deformacions, mentre que la resta dels elements estructurals es doten de suficient resistència, de forma que siguin els elements escollits els que s'encarreguin de dissipar energia mitjançant un comportament d'histeresis dúctil.

Concretament, introduïrem a l'estructura un seguit d'elements de control passius, els braços de travat, que responen de forma inercial a l'acció sísmica i no precisen d'aportació energètica externa per al seu funcionament. Els braços de travat utilitzats en aquest estudi són dissipadors d'energia histerètics per plastificació de metalls, concretament d'acer. El seu funcionament és principalment dependent del desplaçament o deformació de l'estructura.

L'estructura sismorresistent estudiada doncs, constarà de dues parts diferenciades: Una estructura flexible porticada que suportarà bàsicament les accions gravitatòries –idèntica a l'estudiada en el cas sense enrigidir– i un sistema rígid resistent a les accions horitzontals format pels braços de travat dissipadors d'energia. Els braços de travat es col·locaran en forma de V invertida. Podem veure un detall del seu cos dissipador a la Figura 12.

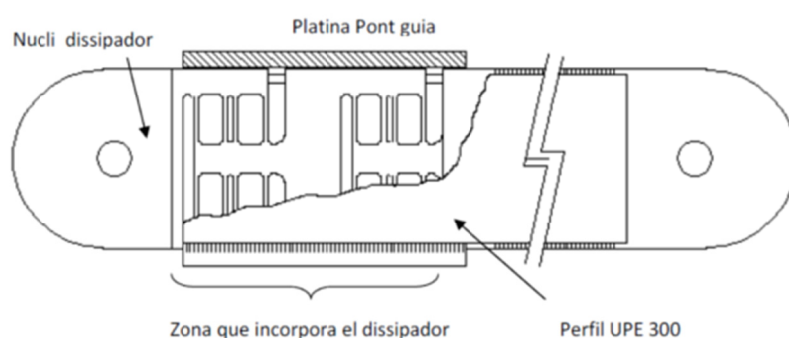


Figura 12 Detall cos dissipador (segons PFC Martínez 2009)

La disposició en planta dels dissipadors és de gran importància. Es preferible una disposició regular i simètrica i preferiblement que es col·loquin a la perifèria exterior de la planta. Es recomana que es col·loquin en dues direccions ortogonals com a mínim per a absorbir correctament les forces d'origen sísmic, degut a la naturalesa multi-direccional dels sismes.

3.3.2 Elecció disposició dissipadors d'energia

Han estat estudiades diferents possibilitats de disposició en planta i vertical dels dissipadors d'energia per a escollir la més adequada. Per a cada una d'elles es presenta el desplaçament estàtic màxim en el punt més desfavorable de l'estructura sota la combinació sísmica 'ELU 5'.

³⁴ Capacity design method, segons Eurocodi 8.

Disposició A (4 crugies)

$$d_{e,\max} = 0,120m$$

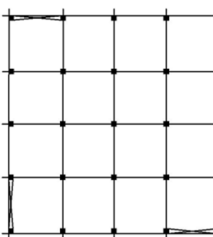
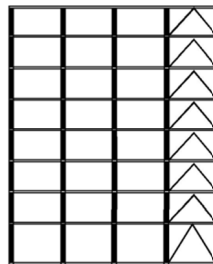


Figura 13 Disposició en planta i alçat dels dissipadors d'energia segons la distribució tipus A

Disposició B (8 crugies)

$$d_{e,\max} = 0,060m$$

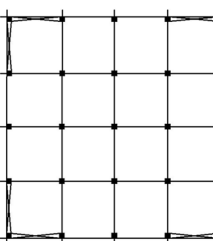
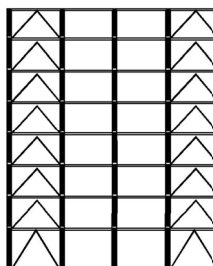


Figura 14 Disposició en planta i alçat dels dissipadors d'energia segona la distribució tipus B

Disposició C (8 crugies)

$$d_{e,\max} = 0,045m$$

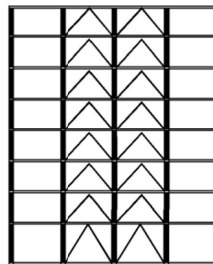


Figura 15 Disposició en planta i alçat dels dissipadors d'energia segons la distribució tipus C

Disposició D (8 crugies)

$$d_{e,\max} = 0,030m$$

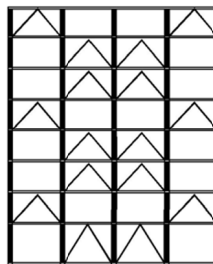


Figura 16 Disposició en planta i alçat dels dissipadors d'energia segons la distribució tipus D

Per a la realització de l'estudi s'escull la disposició tipus D que és la que té un menor desplaçament lateral gràcies a la disposició en doble diagonal dels dissipadors. A la Figura 18 es pot apreciar una perspectiva general de l'edifici amb la disposició de braços de travat dissipadors d'energia escollida.

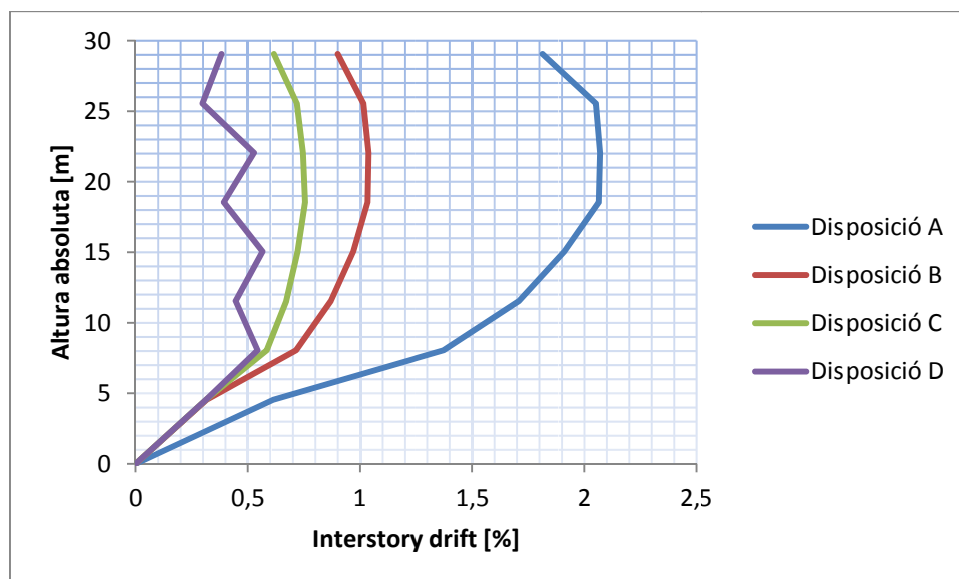


Figura 17 Interstory Drift de les diferents disposicions de dissipadors d'energia

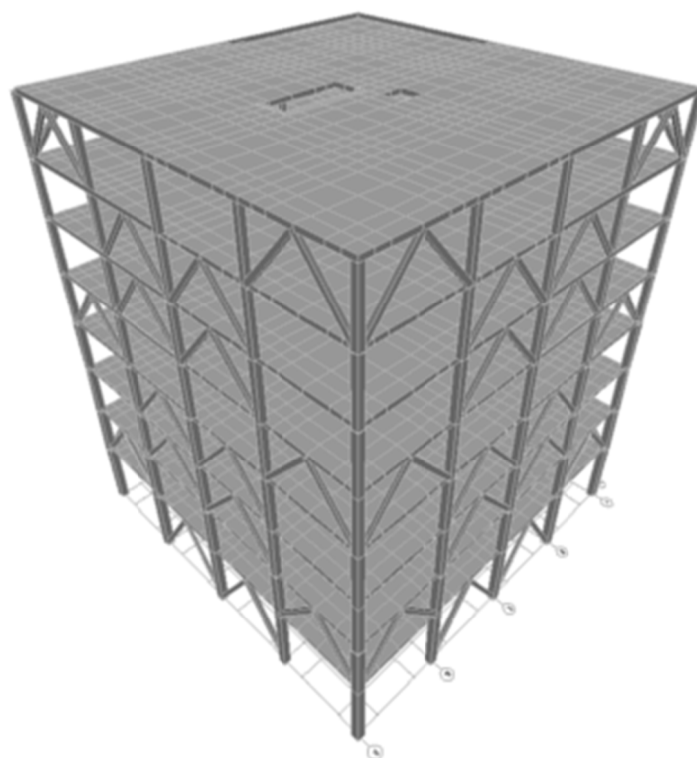


Figura 18 Perspectiva de l'edifici amb la disposició de braços dissipadors escollida

3.3.3 Justificació del nivell de ductilitat

El coeficient de comportament per ductilitat, μ , depèn de la organització, del material i dels detalls constructius de l'estructura. A la Norma sismorresistent Espanyola es recullen els valors d'aquest coeficient corresponents als casos típics.

El coeficient de comportament per ductilitat s'escull en funció de les limitacions establertes a la norma, dels materials utilitzats i del compliment obligatori dels detalls constructius establerts al quart capítol de la NCSE-02, resumits a l'Annex F adjuntat en aquest estudi.

Per l'estructura sense enrigidir s'adopta un coeficient de comportament de ductilitat molt alta de valor $\mu = 4$. Les característiques que ens descriu la norma per a poder adoptar aquest nivell de ductilitat són les següents³⁵:

- La resistència a les accions horitzontals ha d'obtenir-se mitjançant pòrtics plans o espacials de nusos dúctils rígids o sistemes de travat dúctils especialment dissenyats per dissipar energia mitjançant flexions o tallants cíclics en trams curts, com per exemple els formats per pantalles i bigues d'acoblament en estructures de formigó armat o per triangulacions metàl·liques incompletes.
- Si existeixen altres elements o nuclis de travat, la seva col·laboració a la resistència de les accions horitzontals ha de ser escassa. Es considera que es compleix aquesta condició si suporten menys del 50% de la força sísmica horitzontal que actua sobre l'edifici.
- En estructures amb bigues de formigó armat, aquestes han de ser de cantell considerable.
- El dimensionat i detall han d'assegurar la formació de mecanismes estables amb molta alta capacitat de dissipació d'energia mitjançant histèresis, repartits homogèniament per tota l'estructura. Aquesta condició es compleix si s'utilitzen les prescripcions tècniques descrites a l'annex F.

3.3.4 Modelització dels dissipadors d'energia al SAP 2000

Per a modelitzar els braços dissipadors d'energia al programa SAP2000 s'introdueixen uns elements tipus barra amb unes propietats mecàniques similars a les dels braços dissipadors.

El cos principal dels braços dissipadors consta de 2 UPE-300 soldades entre si, per tal de d'introduir al programa un perfil el més senzill i semblant possible introduïrem bigues metàl·liques tipus tub de 300x210x12'5 mm de material S355JR, de dimensió i àrea semblants.

El comportament d'aquest tipus de biga dista molt del comportament real dels dissipadors, per això se'n modificaran les propietats de manera que el seu comportament final sigui suficientment acurat.

Experimentalment s'ha comprovat que la tipologia de dissipadors utilitzada en aquest estudi plastifica per desplaçaments iguals a 2mm. A partir d'aquesta dada s'obtenen les característiques mecàniques dels dissipadors a cada planta, concretament la seva rigidesa K .

Els dissipadors energètics plastifiquen degut al tallant sísmic equivalent per planta, V_k , i tenint en compte que a cada planta hi ha 4 dissipadors en cada una de les direccions principals, es pot extreure que, prenent el sisme en una direcció concreta, el tallant pel qual plastifica un dissipador és igual a una quarta part del tallant total de planta, $\frac{V_k}{4}$.

Per a calcular la força per la qual plastifica un dissipador s'utilitza l'Equació 36, extreta a partir de la geometria del braç dissipador, tal i com s'indica a la Figura 19.

$$F_{k,diss} = \frac{V_k / 8}{\cos(\alpha_k)}$$

Equació 36

35 NCSE-02. Capítol 3: Càlcul. Apartat 3.7.3.1: Coeficient de resposta beta.

On $F_{k,diss}$ és la força per la qual plastifica un dissipador de la planta k [KN]

On V_k és tallant sísmic equivalent de la planta k [KN]

On α_k és l'angle d'inclinació del braç dissipador a la planta k [rad]

Segons la geometria descrita a la Figura 19, l'angle d'inclinació del braç dissipador es pot calcular a partir de l'Equació 38.

$$\alpha_k = \arcsin \frac{2h_{e,k}}{L}$$

Equació 37

On $h_{e,k}$ és l'altura entreplantes de la planta k [m]

On L és la llum entre pilars [m]

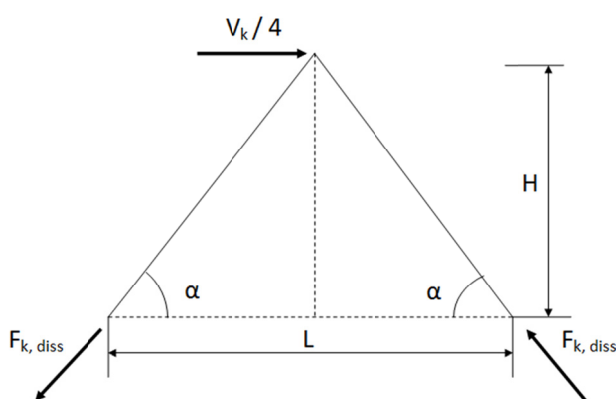


Figura 19 DSL pel càlcul de la força de plastificació d'un braç dissipador

La rigidesa experimental, K_{EXP} , de cada un dels braços dissipadors energètics és equivalent a :

$$K_{EXP} = \frac{N}{\delta} = \frac{F_{k,diss}}{0,002}$$

Equació 38

On K_{EXP} és la rigidesa experimental del braç dissipador energètic [KN/m]

On N és l'axial [KN]

On δ és el desplaçament [m]

On $F_{k,diss}$ és la força per la qual plastifica un braç dissipador energètic de la planta k [KN]

La rigidesa de l'element tipus barra modelitzat en el programa SAP2000, K_{SAP} , la podem expressar com a:

$$K_{SAP} = \frac{A_{SAP} \cdot E_{SAP}}{L_B}$$

Equació 39

On K_{SAP} és la rigidesa de l'element tipus barra modelitzat al SAP2000 [KN/m]

On A_{SAP} és l'àrea de l'element tipus barra modelitzat al SAP2000 [m²]

On E_{SAP} és el mòdul elàstic de l'element tipus barra modelitzat al SAP2000 [KN/m²]

On L_B és la longitud bàsica de l'element tipus barra modelitzat al SAP2000 [m]

Es pretén que les barres modelitzades en el SAP2000 tinguin la mateixa rigidesa que els braços dissipadors, per tant, igualarem l'Equació 38 i l'Equació 39.

$$K_{EXP} = \frac{A_{SAP} \cdot E_{SAP}}{L_B}$$

Equació 40

La longitud bàsica de la barra modelitzada en SAP2000 és idèntica a la longitud de la barra real del dissipador energètic, per tant es mantenen els seus valors geomètrics originals.

El mòdul elàstic predeterminat de la barra tipus tub modelitzada en el SAP és de 1999999999 KN/m². Mantindrem aquesta dada fixa. I modificarem el valor de l'àrea de la barra modelitzada en SAP per a igualar la rigidesa de la barra modelitzada en SAP i la rigidesa experimental del dissipador. Aillem el factor A_{SAP} en l'Equació 40, obtenint així l'Equació 41, que és la que s'utilitzarà per trobar el factor corrector de les característiques de l'element barra.

$$A_{SAP} = \frac{K_{EXP} \cdot L_B}{E_{SAP}}$$

Equació 41

4 ESTUDI COMPARATIU DE LA RESPOSTA ESTRUCTURAL

4.1 Introducció

En aquest apartat de l'estudi s'analitzaran els resultats obtinguts mitjançant el programa SAP 2000 v14 per a les tres propostes estructurals: model sense enrigidir, model amb pantalles dúctils i model amb dissipadors energètics.

L'objectiu és mostrar i comparar els valors de resposta obtinguts per a cada model, justificant en la mesura de lo possible els comportaments observats i estudiant els factors que incideixen en aquests comportaments.

No s'adjunta la totalitat dels resultats estructurals de cada model, únicament una mostra dels mateixos i d'aquells que es consideren més rellevants. De tota manera, s'adjunten els models de SAP2000 per a que es pugui consultar tot el que es desitgi.

La obtenció dels resultats de l'estudi es fa a partir de l'anàlisi estàtic de primer i segon ordre que fa el programa SAP 2000 a partir dels models. És important recordar que en aquest estudi el comportament sísmic de les propostes estructurals ve determinat per les forces sísmiques equivalents trobades a partir del mètode de càlcul simplificat de la NCSE-02, tal i com s'explica anteriorment. Això implica que el valor d'aquestes càrregues sísmiques és de vital importància.

Per a fer un anàlisi dels resultats és important determinar quines són les diferències que a priori ja posseeixen els models abans de la simulació del seu comportament segons el programa de càlcul d'elements finits.

Els models de les tres vessants constructives es diferencien per la presència o no de determinats elements constructius com són les pantalles dúctils i els braços de travat dissipadors energètics però també per la diferència entre les càrregues sísmiques considerades en cada cas. Segons el procediment descrit a l'Apartat 2.4.6: Accions accidentals: càrregues sísmiques segons NCSE-02, les forces sísmiques equivalents per planta i per model són les que es poden trobar a la Taula 7, presentada anteriorment.

La diferència entre el valor d'aquestes forces sísmiques és molt important i implica unes conseqüències a nivell de comportament estructural. Per aquest motiu es dedica un primer apartat als factors que incideixen en aquesta diferència en les forces sísmiques equivalents per a cada proposta estructural. A posteriori es presenten i comparen els resultats obtinguts a nivell de deformació i d'esforços.

Aquesta és la figura del posicionament de referència per a la correcta interpretació dels resultats:

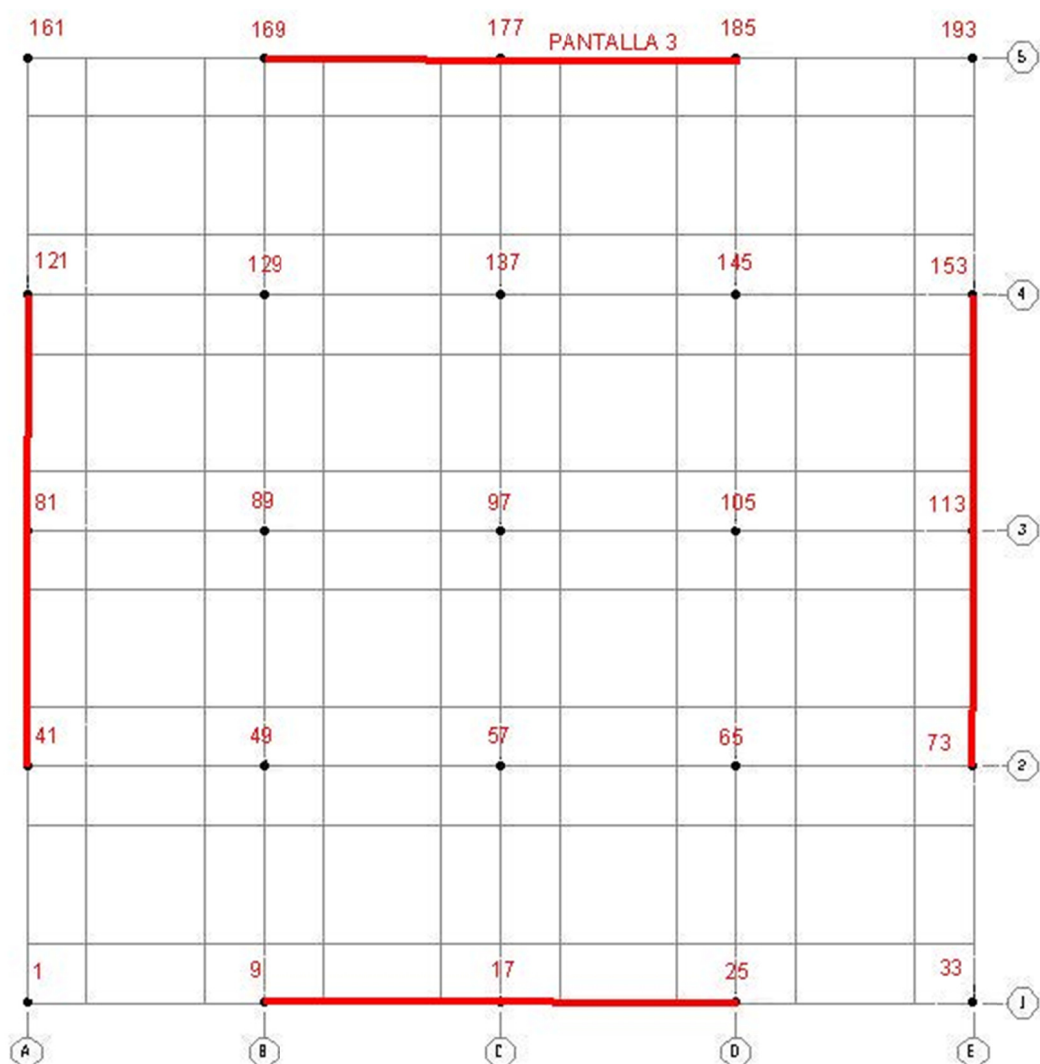


Figura 20 Referències del model de situació de pilars/pantalles

4.2 Factors d'incidència en el càlcul de les càrregues sísmiques aplicades

Aquest apartat es pot considerar una petita reflexió al voltant dels factors diferenciadors entre els models que afecten en el càlcul de les forces sísmiques segons el mètode de càlcul simplificat descrita a la NCSE-02.

Els principals factors que afecten al càlcul de les forces sísmiques equivalents per a cada proposta estructural són:

Període fonamental de l'edifici

En el present estudi, tal i com es detalla a l'Apartat 2.4.6, el període fonamental dels diferents models estructurals es troben a partir de les fórmules aproximades que ens ofereix la NCSE-02.

Pel cas d'estructura sense enrigidir el període fonamental és de 0,72 s.

Pel cas d'estructura amb pantalles dúctils el període fonamental és de 0,51 s.

Pel cas d'estructura amb dissipadors energètics el període fonamental és de 0,62 s.

Pes del model estructural

Aquest factor és extremadament rellevant degut al caràcter inercial de les forces sísmiques però, tal i com es pot veure a la taula següent la diferència de pes entre els diferents models analitzats és molt petit per tant les seves conseqüències a nivell de diferenciació de valor de les càrregues sísmiques entre models es pot qualificar d'irrellevant.

Planta	P_k sense enrigidir [KN]	P_k pantalles [KN]	P_k dissipadors [KN]
PB	7452,22	7795,30	7508,84
P1	6415,42	6758,50	6472,04
P2	6415,42	6758,50	6472,04
P3	6415,42	6758,50	6472,04
P4	6415,42	6758,50	6472,04
P5	6415,42	6758,50	6472,04
P6	6415,42	6758,50	6472,04
P7	6415,42	6758,50	6472,04
PC	7452,22	7795,30	7508,84

Taula 11 Pesos considerats a cada model estructural

Ductilitat de l'estructura

El factor de ductilitat de l'estructura considerat afecta notablement el valor final de les forces sísmiques considerades ja que es permet fer una reducció important de les mateixes en funció del nivell de ductilitat de l'estructura.

En els nostres models pel cas amb pantalles dúctils i pel cas amb dissipadors d'energia s'ha considerat un factor de ductilitat molt alta de 4. Pel cas de l'estructura sense enrigidir s'ha considerat únicament un factor de ductilitat de 2 amb el conseqüent augment de les forces sísmiques a considerar en aquest model.

4.3 Respostes estructurals pel que fa a la deformació

Els desplaçaments màxims en la direcció més desfavorable i per la combinació sísmica més desfavorable de cada un dels models estructurals, considerant únicament efectes de 1r ordre, són els que es poden visualitzar a la Taula 12.

Model	Sense enrigidir		Pantalles		Dissipadors	
Planta	u_{est} [m]	u [m]	u_{est} [m]	u [m]	u_{est} [m]	u [m]
PB	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
P1	0,1396	0,2792	0,0014	0,0056	0,0035	0,0140
P2	0,2882	0,5763	0,0033	0,0132	0,0077	0,0308
P3	0,4462	0,8924	0,0057	0,0228	0,0121	0,0484
P4	0,5901	1,1803	0,0084	0,0336	0,0164	0,0656
P5	0,7310	1,4620	0,0113	0,0452	0,0200	0,0800
P6	0,8436	1,6872	0,0143	0,0572	0,0240	0,0960
P7	0,9417	1,8835	0,0174	0,0696	0,0277	0,1108
PC	0,9965	1,9931	0,0203	0,0812	0,0296	0,1184

Taula 12 Desplaçaments màxims de l'estructura pel càlcul estàtic de 1r ordre

El desplaçament màxim de l'edifici en les seves tres vessants constructives supera el dos per mil per la combinació sísmica més desfavorable, segons dades extretes del programa SAP2000. Al comprovar la condició de l'Equació 23, es pot veure que les propostes estructurals amb pantalles dúctils i dissipadors energètics compleixen aquesta condició i que, per tant, en aquestes dues no farà falta considerar els efectes

de segon ordre (p-delta). Es pot trobar informació detallada sobre les comprovacions de l'efecte de segon ordre a l'Annex A: Càlculs.

Els desplaçaments màxims en la direcció més desfavorable i per la combinació sísmica més desfavorable de cada un dels models estructurals, considerant els efectes de 2n ordre en el model sense enrigidir, són els que es poden visualitzar a la Taula 13.

Model	Sense enrigidir		Pantalles		Dissipadors	
Planta	u_{est} [m]	u [m]	u_{est} [m]	u [m]	u_{est} [m]	u [m]
PB	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
P1	0,1608	0,3215	0,0014	0,0056	0,0035	0,0140
P2	0,3335	0,6670	0,0033	0,0132	0,0077	0,0308
P3	0,5167	1,0334	0,0057	0,0228	0,0121	0,0484
P4	0,6810	1,3620	0,0084	0,0336	0,0164	0,0656
P5	0,8396	1,6792	0,0113	0,0452	0,0200	0,0800
P6	0,9635	1,9270	0,0143	0,0572	0,0240	0,0960
P7	1,0695	2,1391	0,0174	0,0696	0,0277	0,1108
PC	1,1271	2,2542	0,0203	0,0812	0,0296	0,1184

Taula 13 Desplaçaments màxims de l'estructura pel càlcul estàtic de 2n ordre

Model	Sense enrigidir	Pantalles	Dissipadors
Planta	Interstory drift [-]	Interstory drift [-]	Interstory drift [-]
PB-P1	7,07	0,12	0,31
P1-P2	9,87	0,22	0,48
P2-P3	10,47	0,27	0,5
P3-P4	9,39	0,31	0,49
P4-P5	9,06	0,33	0,41
P5-P6	7,08	0,34	0,46
P6-P7	6,06	0,35	0,42
P7-PC	3,29	0,33	0,22

Taula 14 Interstory drift per càlcul estàtic de 2n ordre tenint en compte efecte post-elàstic

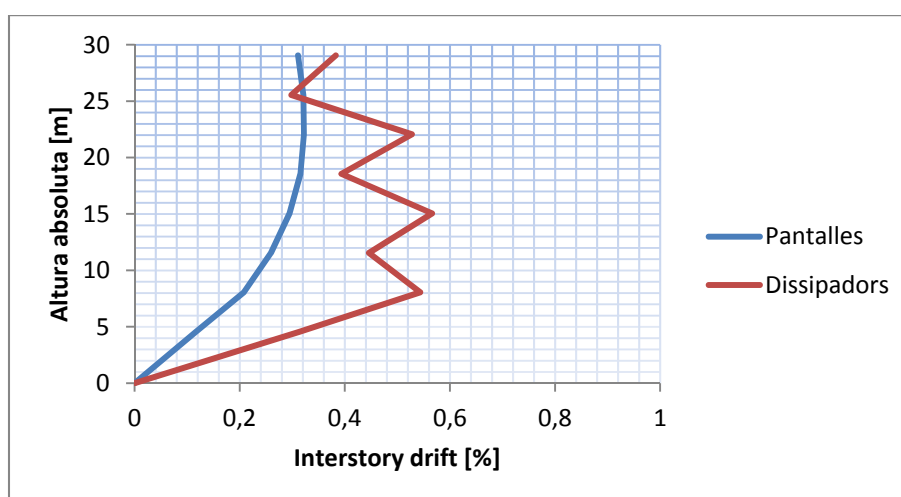


Figura 21 Interstory drift comparatiu entre model amb pantalles i model amb dissipadors

4.4 Reaccions a fonamentació dels pilars

En aquest apartat s'analitzen les reaccions principals que apareixen a fonamentació degudes a la presència dels pilars sota la combinació sísmica ELU5 en el model amb pantalles dúctils i en el model amb dissipadors d'energia. També són adjuntats els mateixos resultats sota la combinació ELU1, eminentment gravitatòria, per a poder efectuar les comparacions necessàries.

A la Fig.22 es mostra el sentit de les reaccions a fonamentació respecte els eixos principals de l'edifici. Tot i que apareixen reaccions en tots els sentits mostrats en el diagrama, en aquest estudi només s'analitzen els referents a F_3, F_1 i M_2 per ser els més rellevants per a l'estructura sota l'acció de la combinació sísmica ELU5.

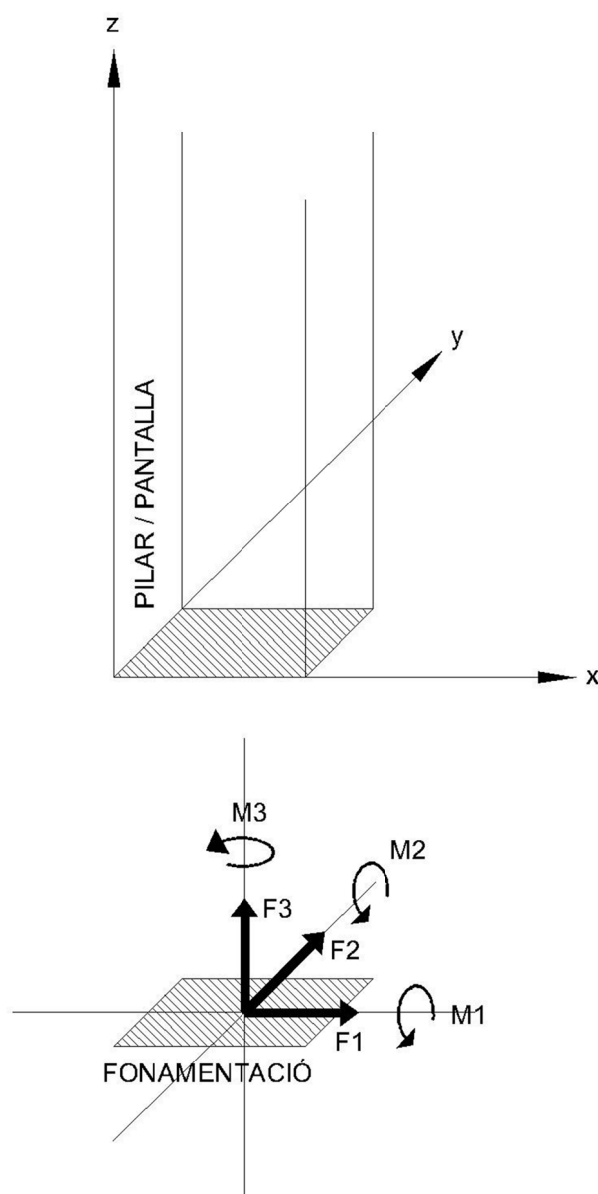


Figura 22 Conveni de signes per a reaccions a fonamentació

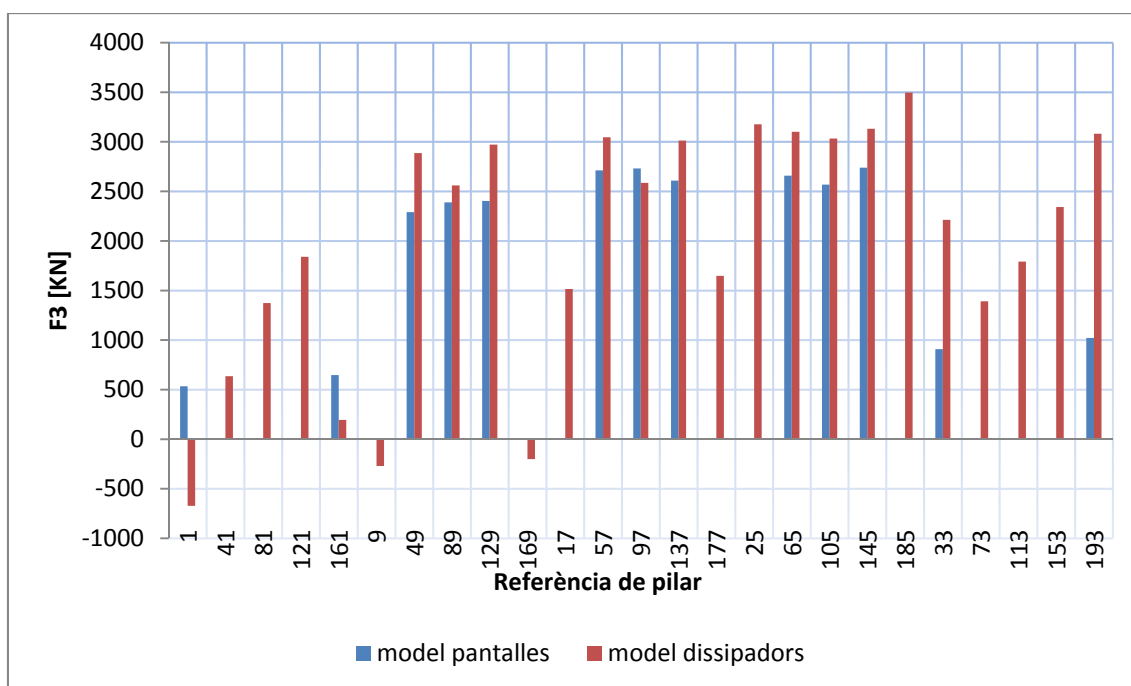


Figura 23 Reaccions verticals a fonamentació dels pilars per combinació sísmica ELU5

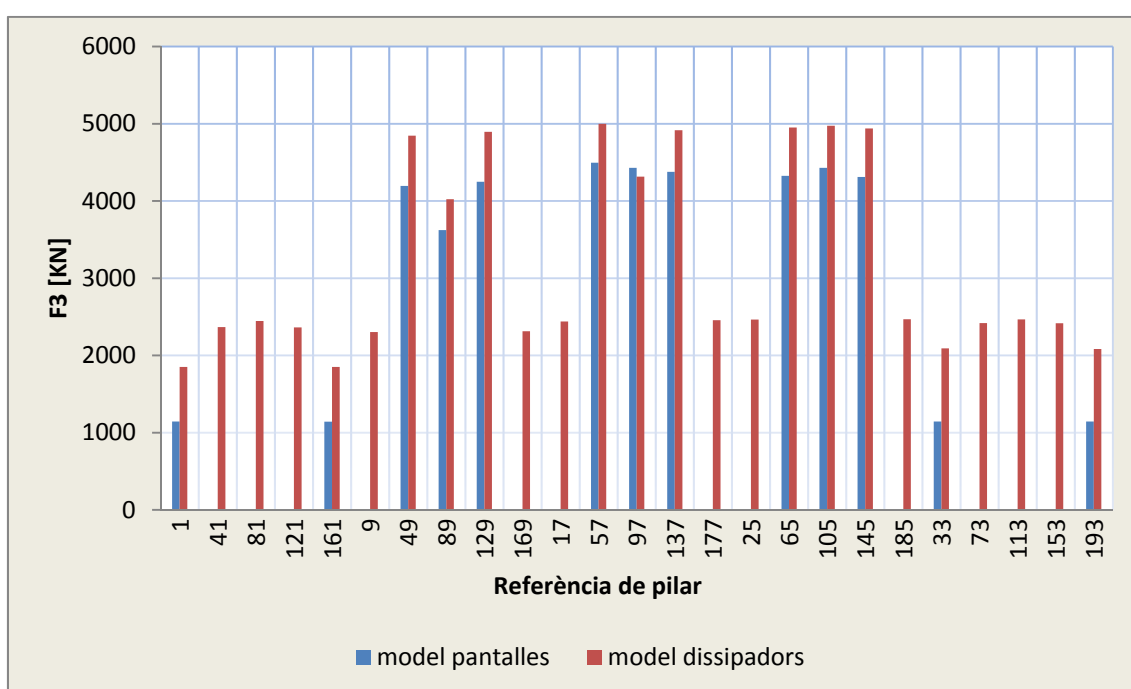


Figura 24 Reaccions verticals a fonamentació dels pilars per combinació gravitatòria ELU1

- Les sol·licitacions verticals a fonamentació degudes als pilars del model amb pantalles són lleugerament inferiors a les del model amb dissipadors en tots els casos, com es pot observar a la Figura 23 i a la Figura 24. S'ha de tenir en compte que les pantalles formen part de l'estructura principal i que, per tant també s'encarreguen de suportar part dels esforços verticals que van a parar a les mateixes.
- A les fonamentacions dels pilars situats a les referències 1-9-169 apareixen unes reaccions verticals de sentit invers a les de la resta de l'edifici en el cas analitzat sota combinació sísmica ELU 5 i amb

dissipadors d'energia, tal i com es pot veure a la Figura 23. Aquest fenomen va lligat a l'aparició de traccions en els pilars degudes a la manera en què els dissipadors energètics absorbeixen i transmeten l'esforç sísmic als mateixos. A la Figura 25 es pot apreciar la transmissió de l'axial entre els suports i els braços dissipadors (traccions en vermell i compressions en groc) en un eix concret de l'estructura i sota càrrega sísmica. La disposició actual dels dissipadors minimitza molt aquest fenomen però alguns dels pilars més susceptibles, els perimetrals i de les plantes inferiors encara queden afectats.

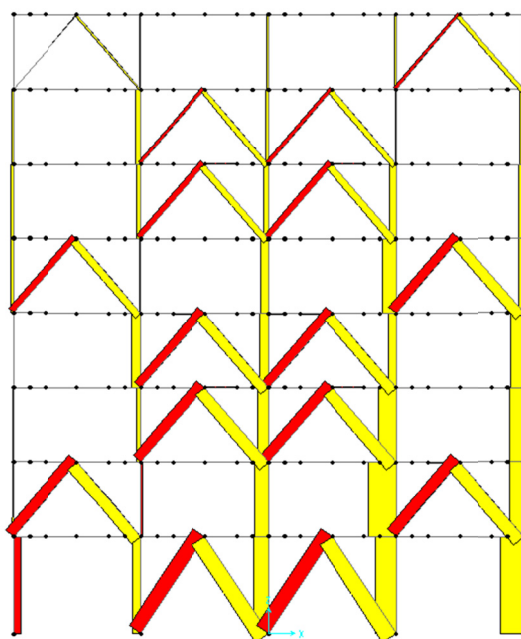


Figura 25 Distribució de l'axial als pilars i braços dissipadors de l'eix 1 per ELU5

- A la Figura 24, podem apreciar amb molta claredat quins són els pilars interiors, que aguanten el doble de càrrega gravitatòria que els exteriors pel que fa a la reacció vertical que arriba a les seves bases, cosa que curiosament a la Figura 23 i sota una combinació d'origen sísmic queda molt confós en el model amb dissipadors per l'efecte que hem comentat anteriorment però també queda perfectament clar en els pilars exteriors del model amb pantalles, com són els pilars 1-161-33-193.
- En el gràfic de l'estructura sense càrrega sísmica, Figura 24, es pot apreciar amb molta claredat quines referències pertanyen a pilars perimetrals i quines a pilars interiors tant en el cas del model amb dissipadors com el cas del model amb pantalles. Els punts de fonamentació referenciats com a 49-89-129-57-97-137-65-105-145 absorbeixen de l'ordre del doble de càrrega vertical per què pertanyen als pilars interiors que carreguen el doble d'àrea tributària de forjat que els perimetrals. Aquest fenomen, evidentment, també succeeix en el model carregat sota combinació sísmica ELU5, Figura 23, però en el cas dels dissipadors no és mostra tant clarament per què com hem vist abans els dissipadors també transmeten axial als pilars i això fa variar la magnitud final que arriba a fonamentació de càrrega vertical.

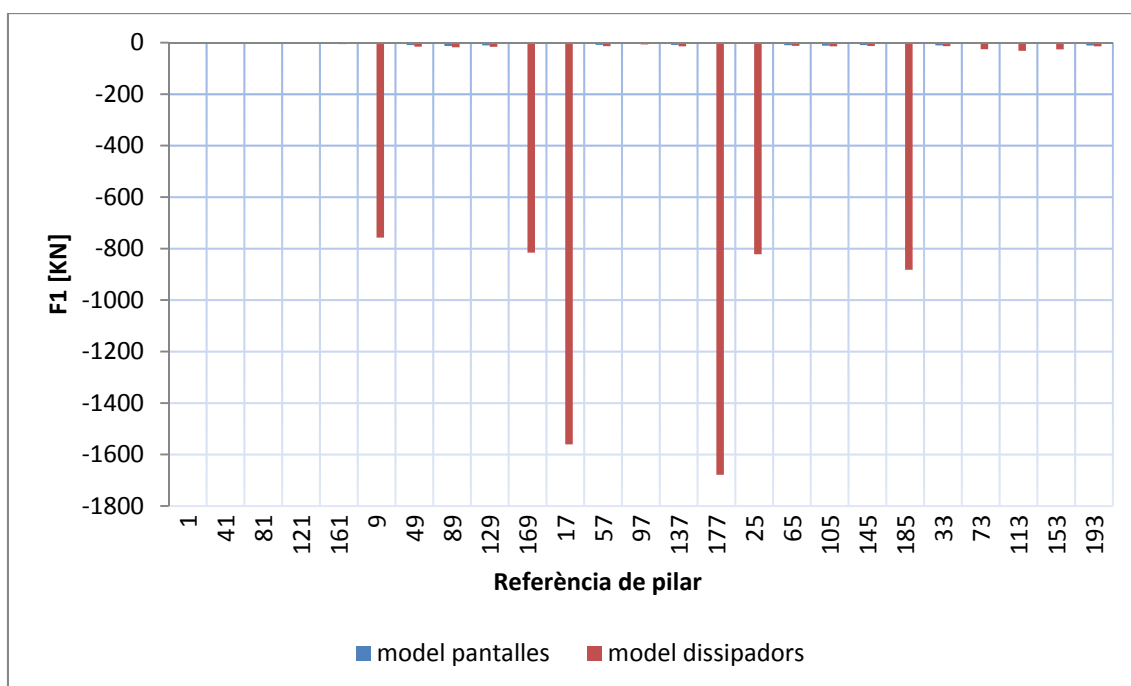


Figura 26 Reaccions horitzontals direcció 1 a fonamentació dels pilars per combinació sísmica ELU5

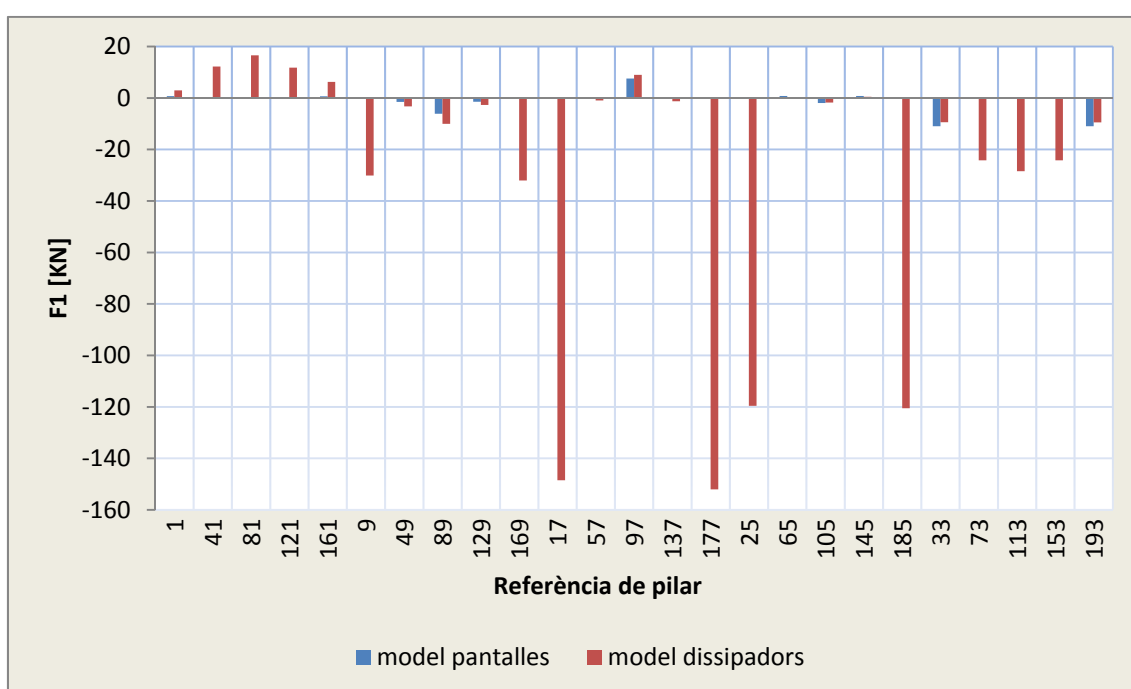


Figura 27 Reaccions horitzontals direcció 1 a fonamentació dels pilars per combinació gravitatòria ELU1

- Pel que fa a les forces horitzontals més desfavorables transmeses a fonamentació, F1, cal destacar l'aparició desmesurada de les mateixes en els punts de fonamentació amb referència 9-169-17-177-5-185 en el model amb dissipadors sota combinació sísmica ELU5, tal i com es veu a la Figura 26. Les forces sísmiques horitzontals absorbides pels dissipadors energètics són transmeses a fonamentació pels pilars situats en aquestes posicions. Cal dir que en el model amb pantalles són les pròpies pantalles les que s'encarreguen de transmetre aquestes forces a fonamentació, per tant la repercussió a fonamentació de les forces horitzontals dels pilars és mínima en aquest model, tal i com podem observar.

- Com es pot apreciar a la Figura 27, apareix un fenomen semblant però d'una magnitud molt més reduïda per l'edifici sotmès a combinació ELU1. En aquest cas l'esforç horitzontal que els pilars 9-169-17-177-25-185 porten a fonamentació és el de les forces horitzontals de vent.

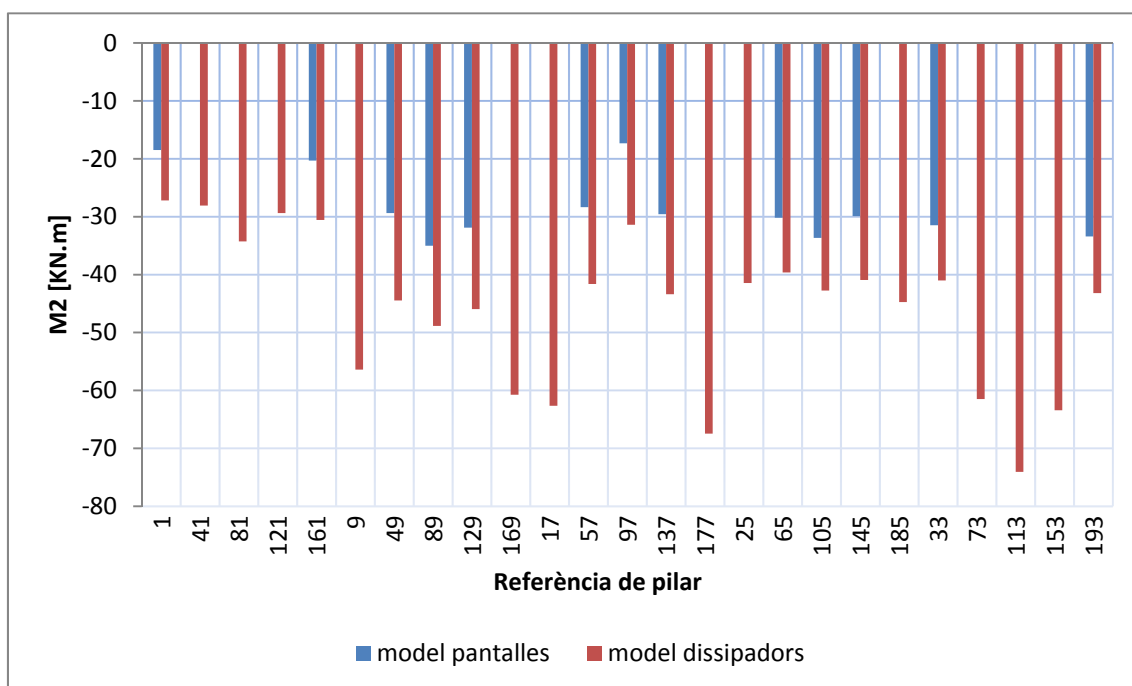


Figura 28 Moment direcció 2 a fonamentació dels pilars per combinació sísmica ELU5

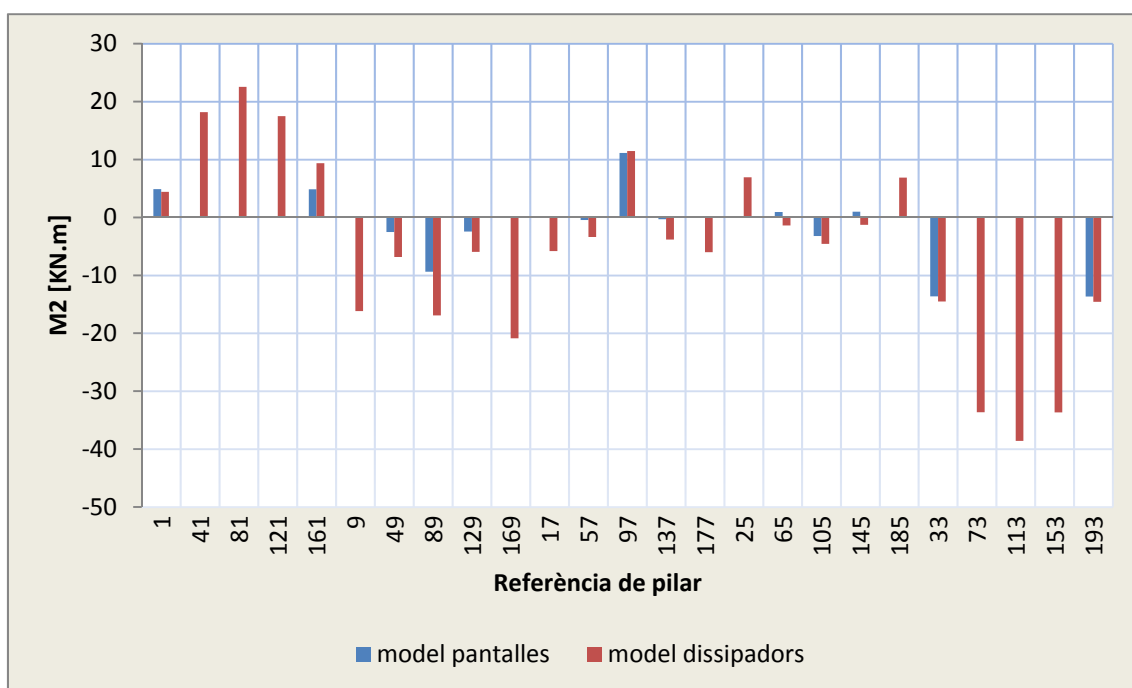


Figura 29 Moment direcció 2 a fonamentació dels pilars per combinació gravitatòria ELU1

- Tal i com es pot observar a la Figura 28 els moment en la direcció més desfavorable, M2, és també lleugerament superior en el cas del model amb dissipadors energètics. No cal oblidar que les pantalles també s'encarregaran de transmetre aquest tipus d'esforços a fonamentació de forma independent als pilars.

- A grans trets, en els models sotmesos a la combinació sísmica, veure Figura 28, es pot observar com el moment adquireix un sentit concret per les dues variants per a compensar les grans forces horitzontals sísmiques. En canvi, com és lògic, en els models sotmesos a la combinació ELU1, eminentment gravitatòria, veure Figura 29, es pot observar com els moments prenen magnituds en els dos sentits tot i que es pot observar una lleugera tendència a tenir més M2 negatiu, gràcies a la contribució de les càrregues de vent.

4.5 Reaccions a fonamentació de les pantalles

En aquest apartat s'analitzen les reaccions principals que apareixen a fonamentació degudes a la presència de pantalles sota la combinació sísmica ELU5 en el model amb pantalles dúctils i en el model amb dissipadors d'energia. També són adjuntats els mateixos resultats sota la combinació ELU1, eminentment gravitatòria, per a poder efectuar les comparacions necessàries.

A la Figura 30 es mostra el sentit de les reaccions a fonamentació respecte els eixos principals de l'edifici. Tot i que apareixen reaccions en tots els sentits mostrats en el diagrama, en aquest estudi només s'analitzen els referents a F_3, F_1 i M_2 per ser els més rellevants per a l'estructura sota l'acció de la combinació sísmica ELU5.

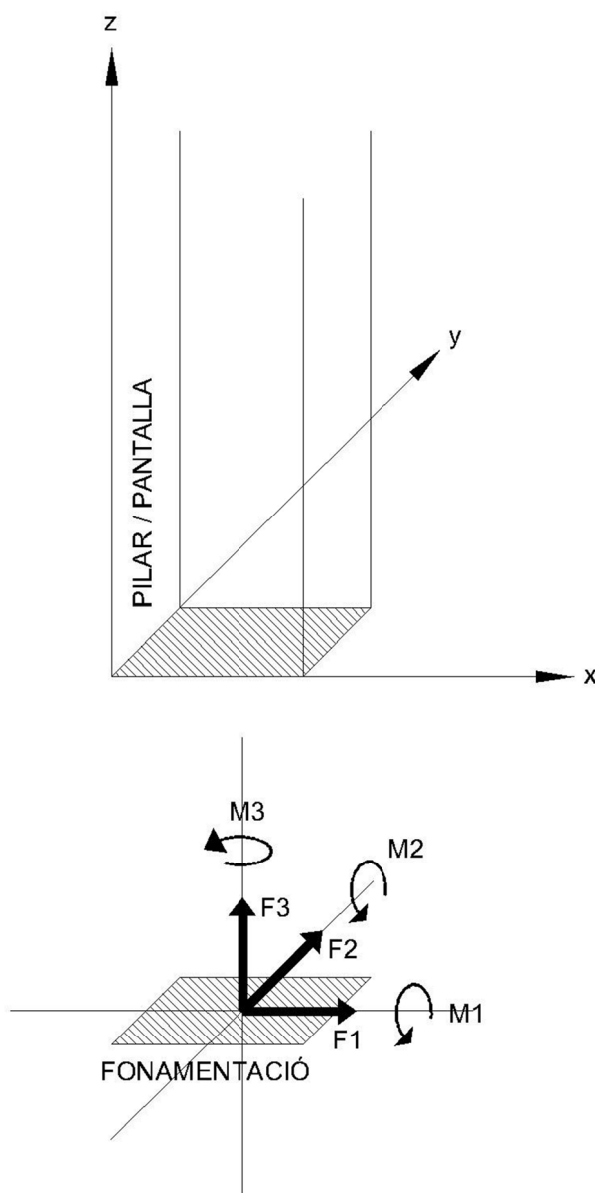


Figura 30 Conveni de signes per a reaccions a fonamentació

En aquest apartat es donen les reaccions als nodes d'intersecció de la pantalla amb la fonamentació segons discretització al model de SAP2000. En realitat els resultats serien continus ja que la pantalla està linealment encastada amb la fonamentació. Únicament es mostraran els resultats de la pantalla 3 que és la més desfavorable i mostra un resultats més rellevants pel seu anàlisi per la combinació sísmica ELU5.

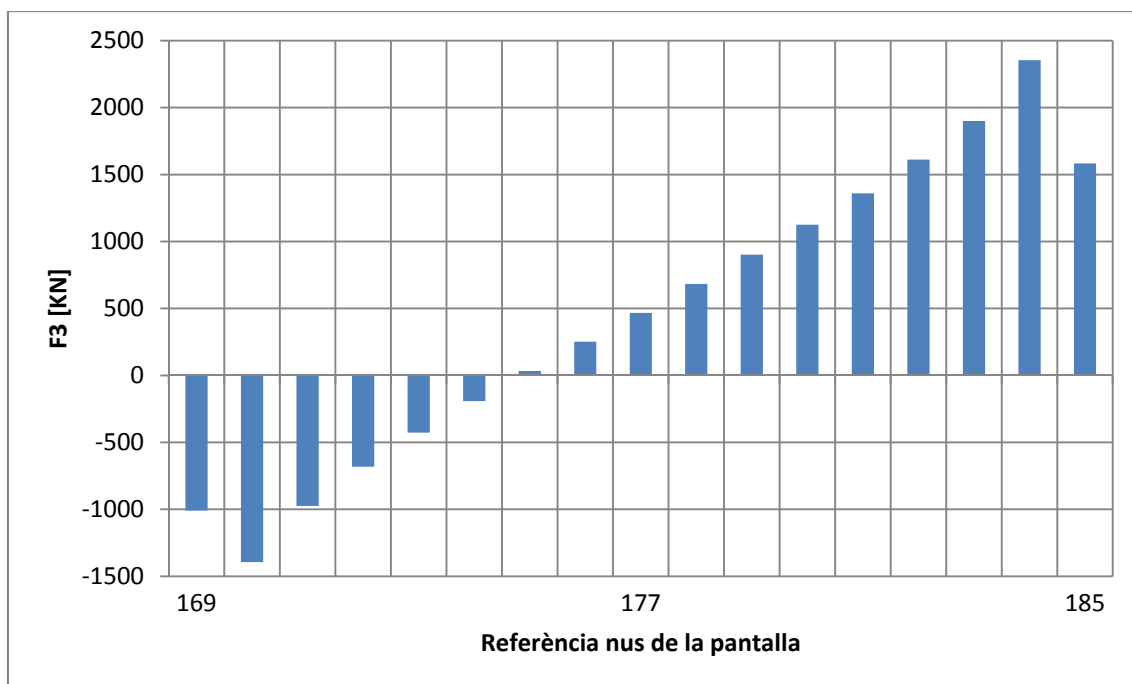


Figura 31 Reaccions verticals a fonamentació de la pantalla 3 per combinació sísmica ELU5

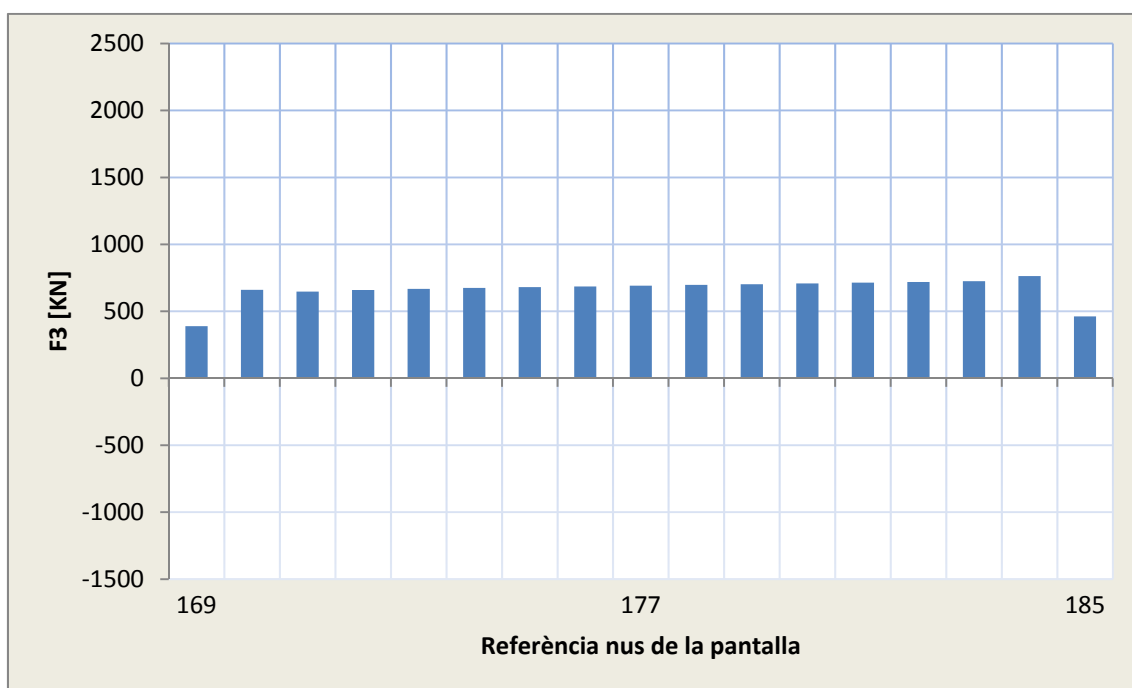


Figura 32 Reaccions verticals a fonamentació de la pantalla 3 per combinació gravitatòria ELU1

- La repartició de les forces verticals és molt diferent per la combinació sísmica que per la combinació gravitatòria tal i com podem observar a la Figura 31 i Figura 32. Lògicament a la Figura.32 es tenen unes forces verticals de mateixa magnitud en tots els punts degudes a les càrregues gravitatòries que suport a de forma uniforme en tots els punts. Però a la Figura 31 es pot apreciar una distribució ben diferent perquè a part d'aguantar les forces gravitatòries, lògicament uniformes, la pantalla pateix un gir degut al moment flector gràcies a les forces horitzontals de sísmica a les que està exposada.

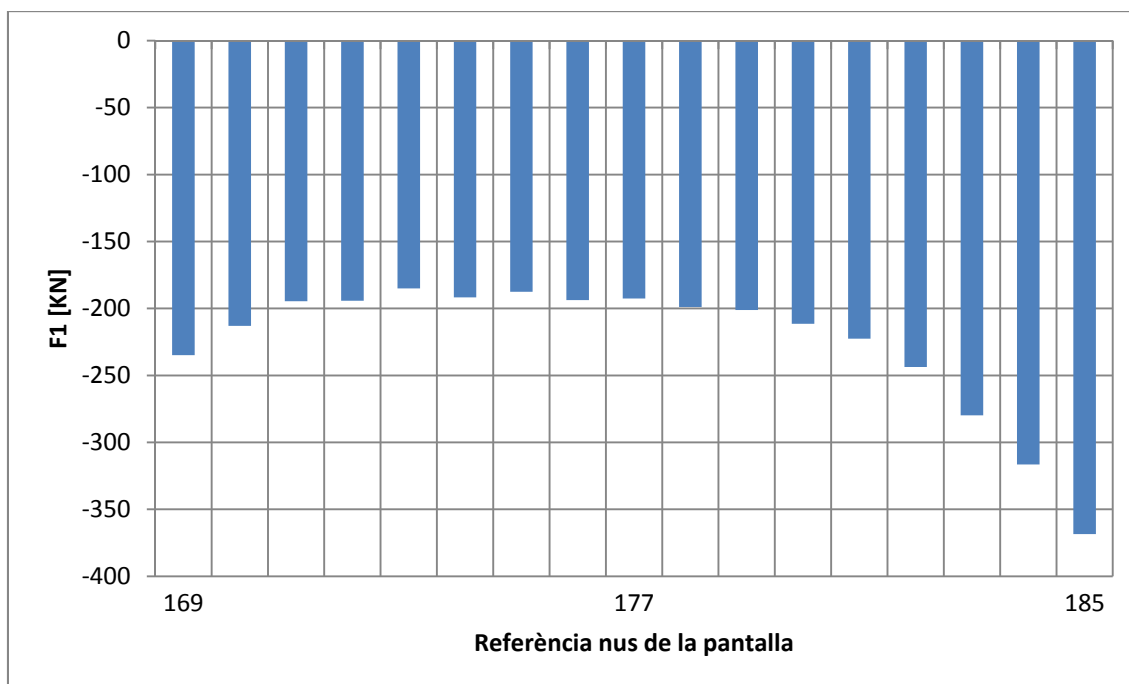


Figura 33 Reaccions horitzontals direcció 1 a fonamentació de la pantalla 3 per combinació sísmica ELU5

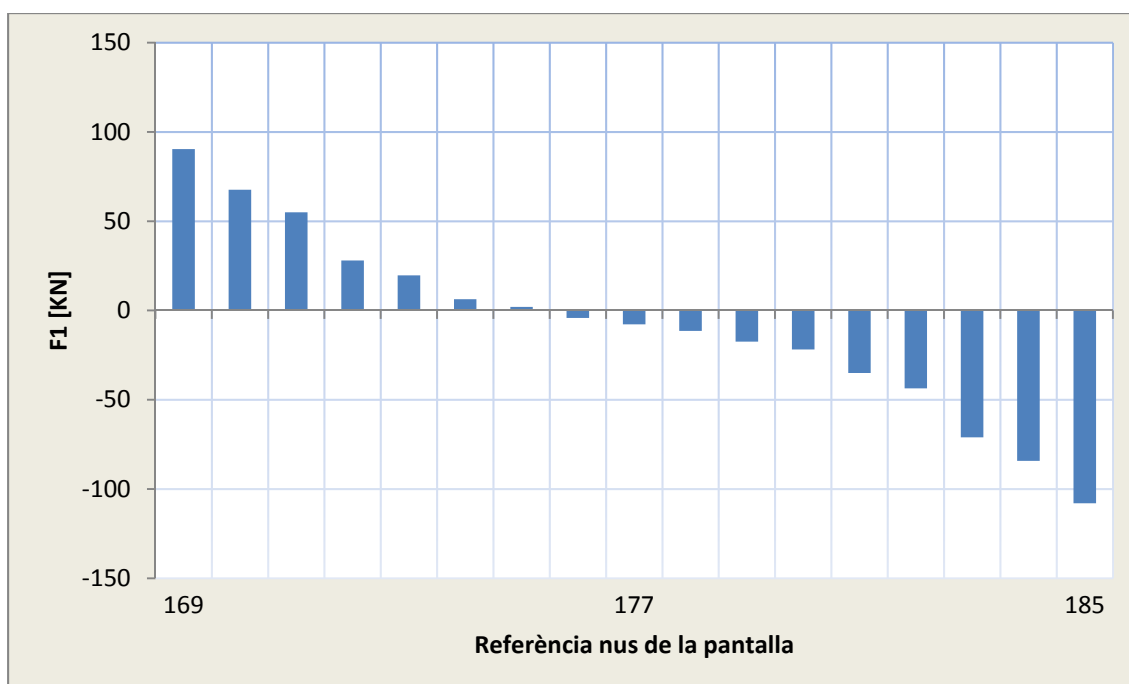


Figura 34 Reaccions horitzontals direcció 1 a fonamentació de la pantalla 3 per combinació gravitatòria ELU1

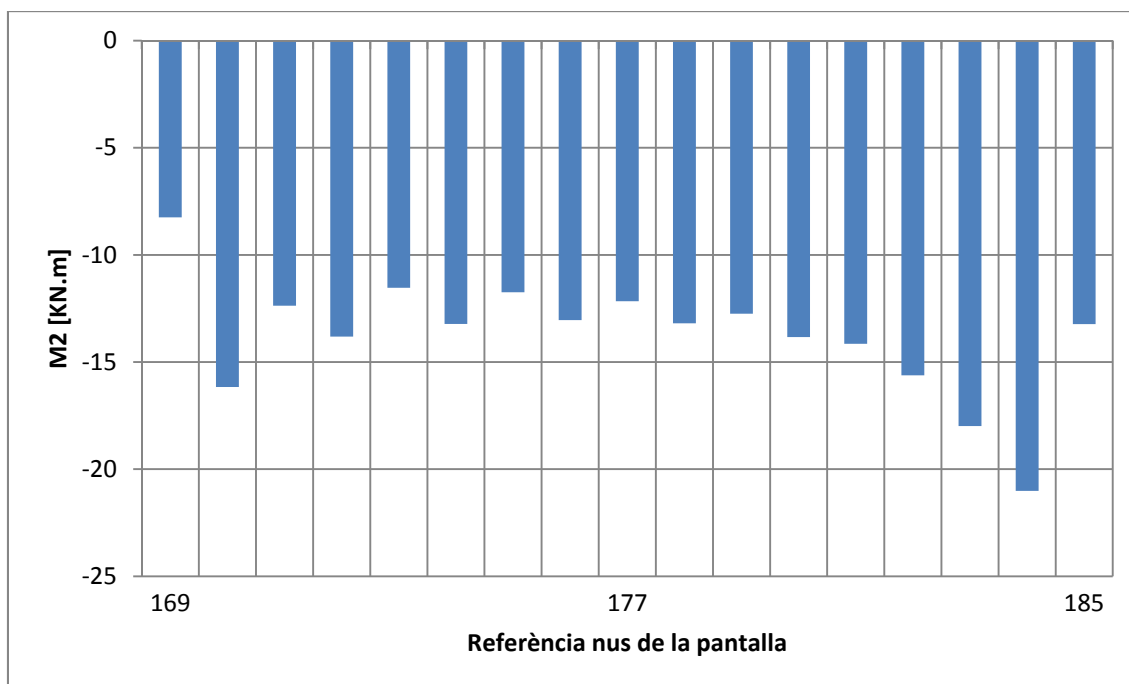


Figura 35 Moment direcció 2 a fonamentació de la pantalla 3 per combinació sísmica ELU5

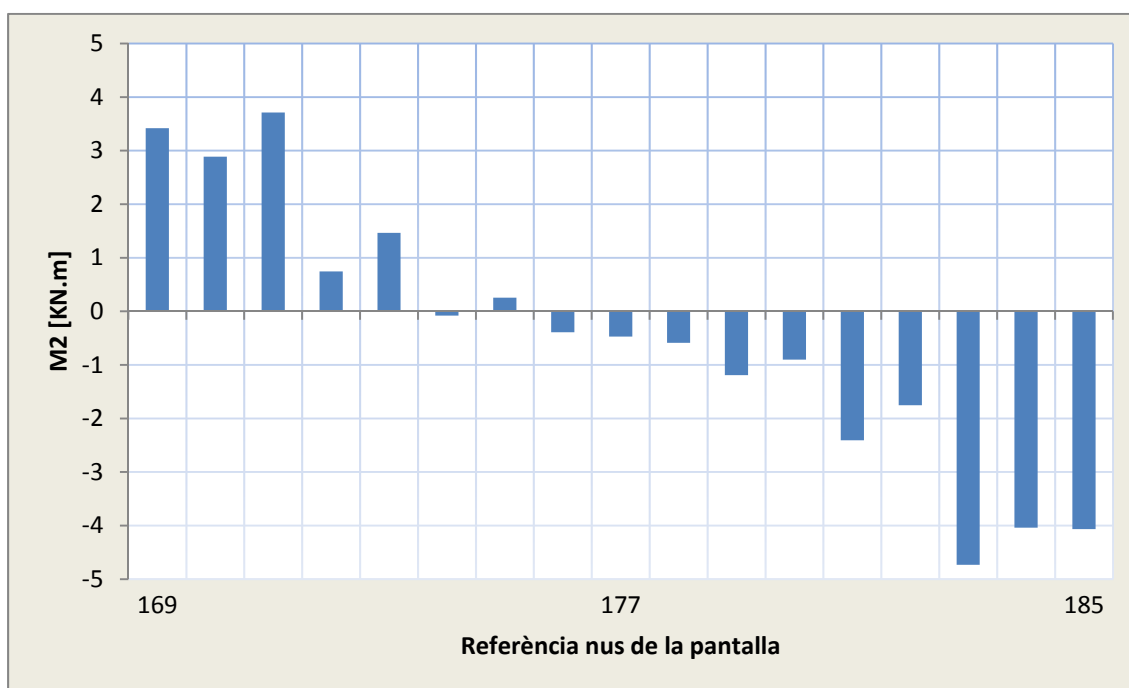


Figura 36 Moment direcció 2 a fonamentació de la pantalla 3 per combinació gravitatòria ELU1

4.5 Esforços als pilars

En aquest apartat s'analitzen els esforços que apareixen als pilars sota la combinació sísmica ELU5 en el model amb pantalles dúctils i en el model amb dissipadors d'energia. Per a cada tipus d'esforç es donen els resultats per a cada planta. Únicament són adjuntats els mateixos resultats sota la combinació ELU1 per la quarta planta, com a referència per a poder efectuar les comparacions necessàries.

A la Figura 37 es mostra el sentit dels esforços als pilars respecte els eixos principals de l'edifici.

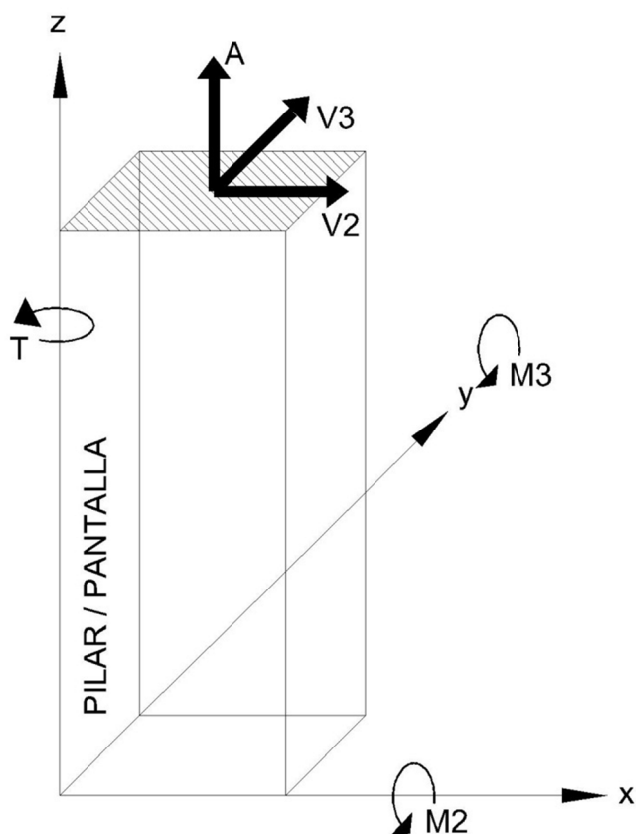


Figura 37 Conveni de signes per als esforços de pilars

4.5.1 Esforços als pilars axial

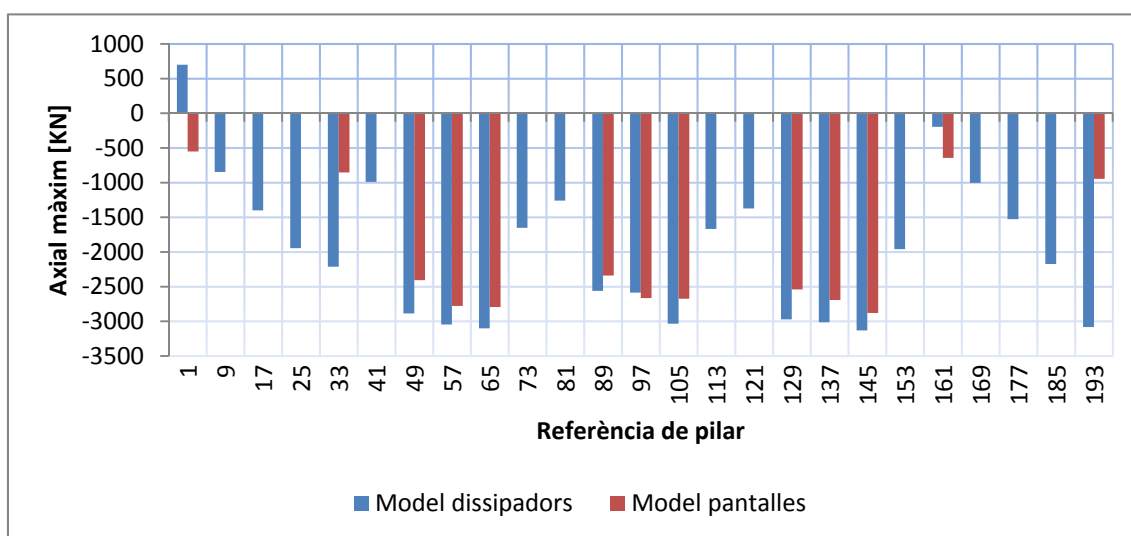


Figura 38 Axial pilars de PB a P1 per a combinació sísmica ELU5

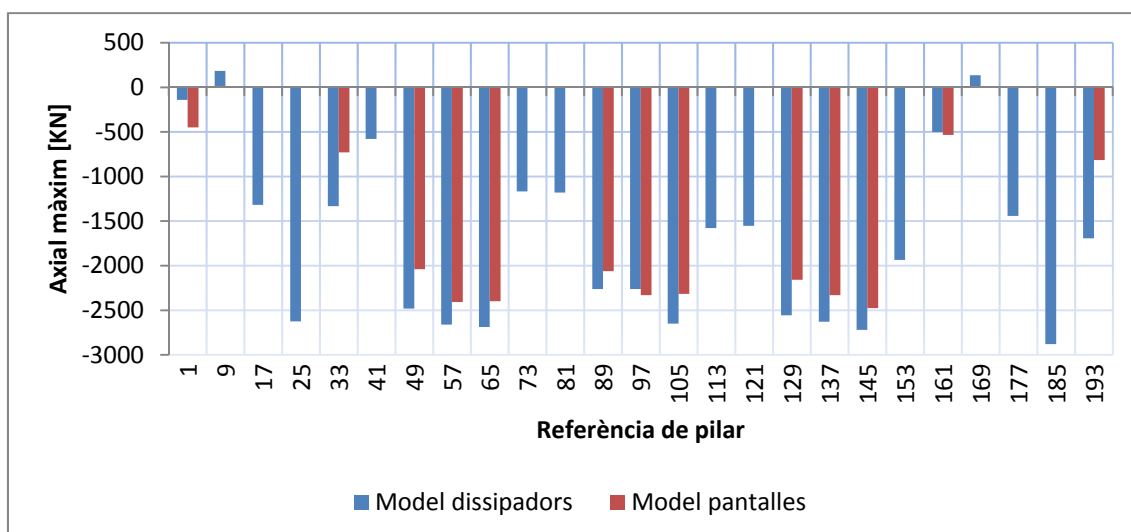


Figura 39 Axial pilars de P1 a P2 per a combinació sísmica ELU5

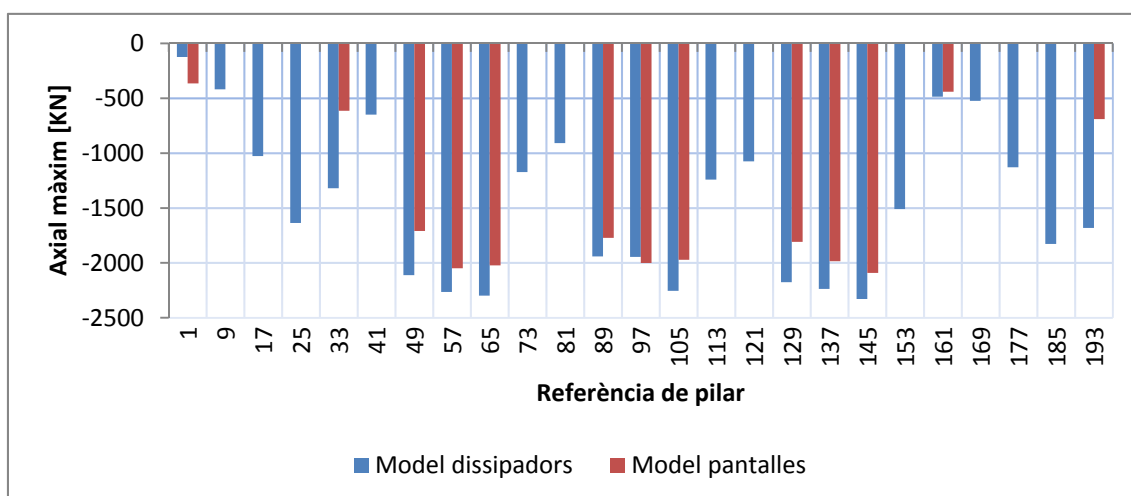


Figura 40 Axial pilars de P2 a P3 per a combinació sísmica ELU5

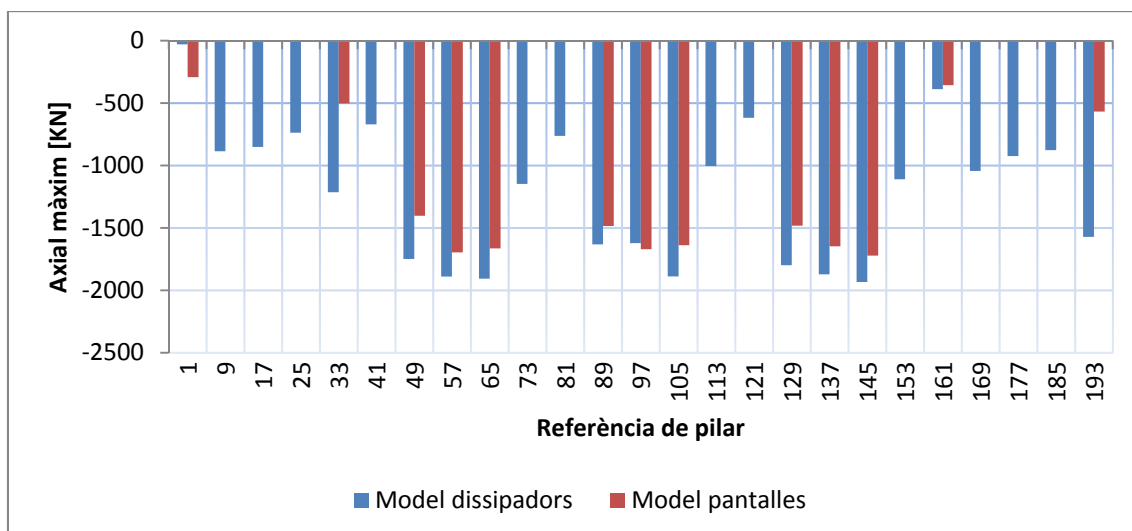


Figura 41 Axial pilars de P3 a P4 per a combinació sísmica ELU5

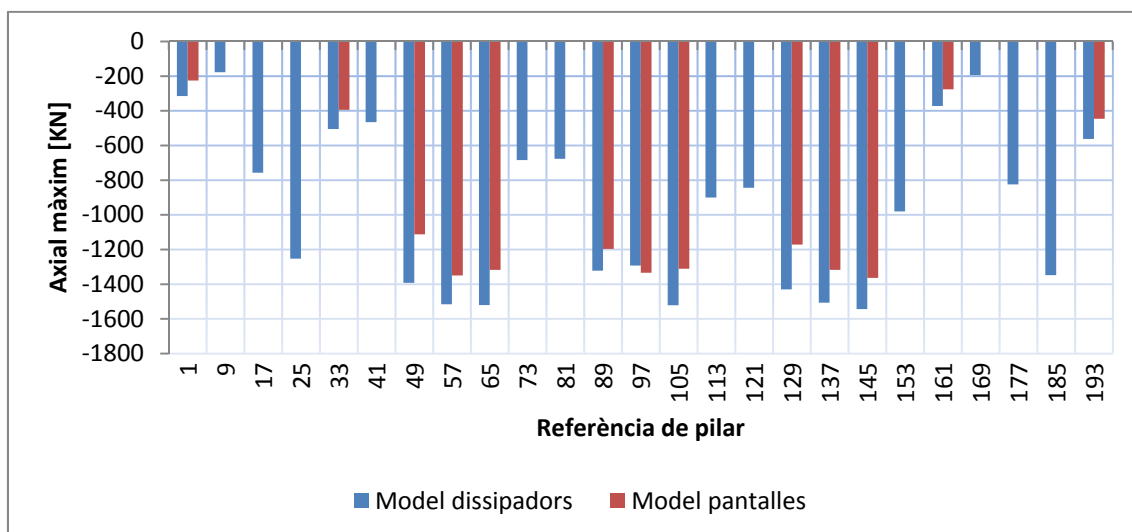


Figura 42 Axial pilars de P4 a P5 per a combinació sísmica ELU5

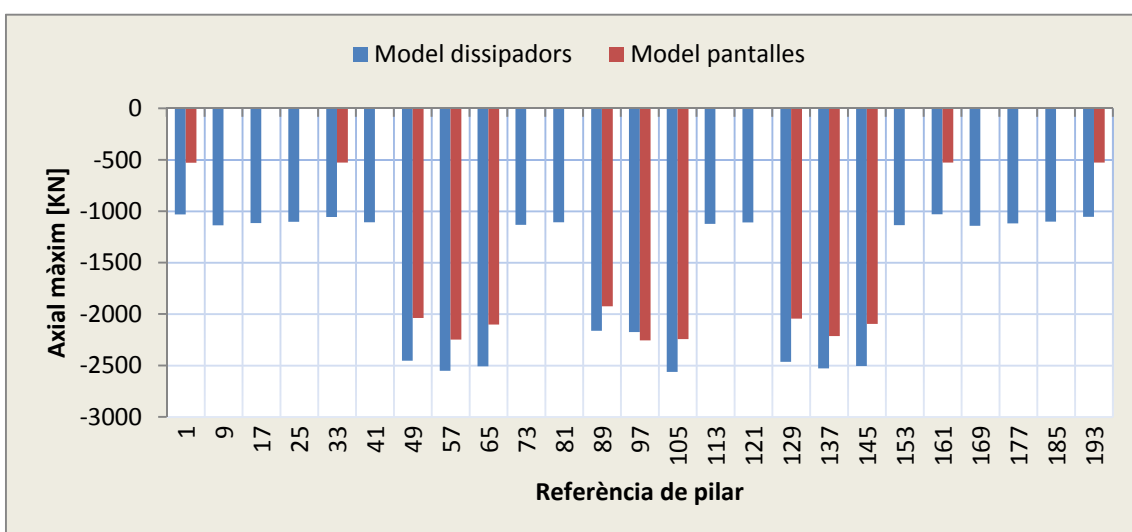


Figura 43 Axial pilars de P4 a P5 per a combinació gravitatòria ELU1

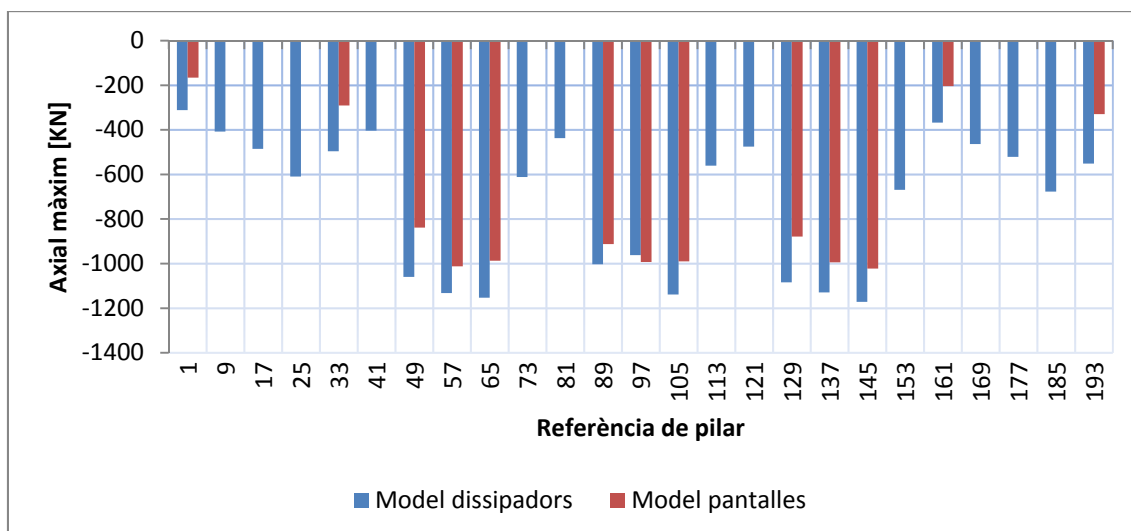


Figura 44 Axial pilars de P5 a P6 per a combinació sísmica ELU5

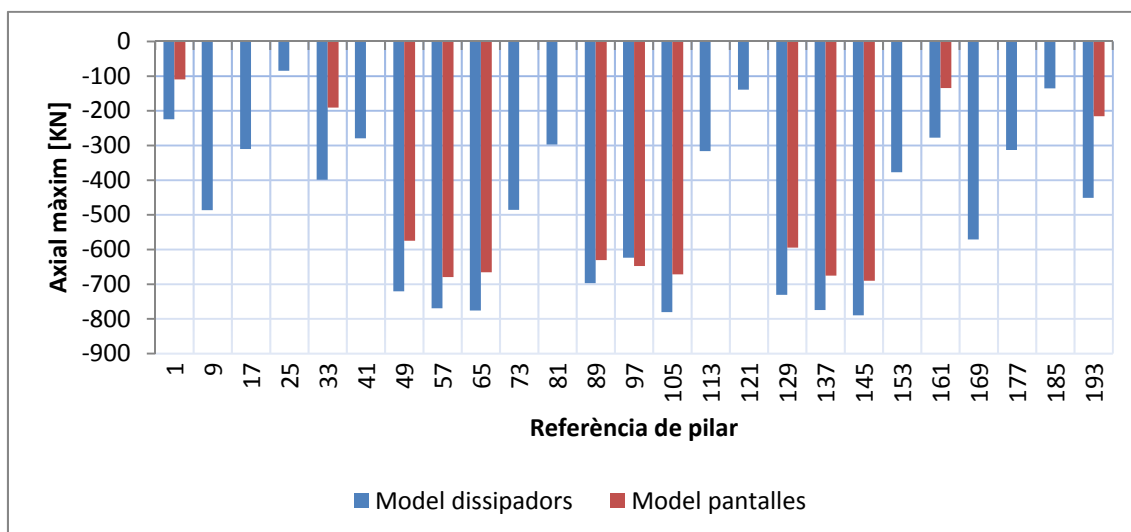


Figura 45 Axial pilars de P6 a P7 per a combinació sísmica ELU5

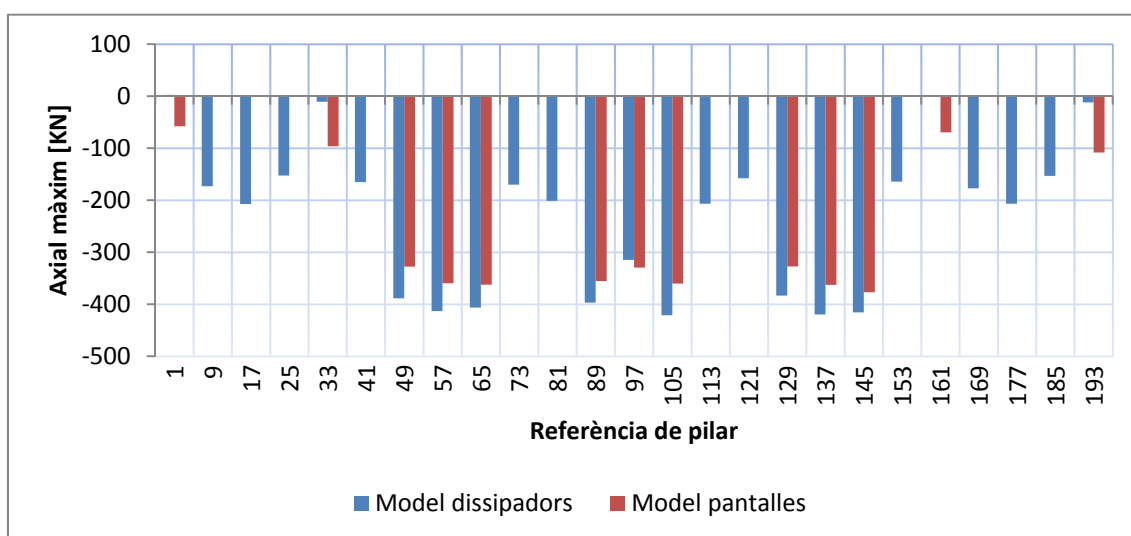


Figura 46 Axial pilars de P7 a PC per a combinació sísmica ELU5

- En totes les plantes el valor de l'axial dels pilars del model amb pantalles és lleugerament inferior al dels dissipadors ja que les pròpies pantalles també són elements de treball. L'efecte d'aquesta reducció és més pronunciat a mesura que els pilars estudiats estan més a prop de les pantalles (veure pilars 73-81-113-121 a totes les figures).
- Tal i com es pot apreciar al comparar les diverses plantes entre sí, el valor de l'axial és inferior a mesura que anem pujant de planta ja que les càrregues gravitatòries suportades van disminuint.
- Tal i com s'ha introduït a l'apartat de reaccions a la base de pilar podem observar l'aparició d'unes petites traccions en alguns pilars de les plantes més baixes on l'efecte de tracció dels dissipadors és superior i en els pilars perimetrals ja que són els que suporten menys càrrega gravitatòria que podria compensar l'efecte de tracció dels dissipadors. Aquestes traccions es poden observar als pilars 1-9-169 de la Figura 38 i la Figura 39.
- L'axial dels pilars perimetrals en totes les plantes i models és inferior al dels pilars interiors ja que carreguen solament la meitat de la càrrega gravitatòria distribuïda, tal i com s'ha explicat anteriorment.

4.5.2 Esforços als pilars tallant direcció 2

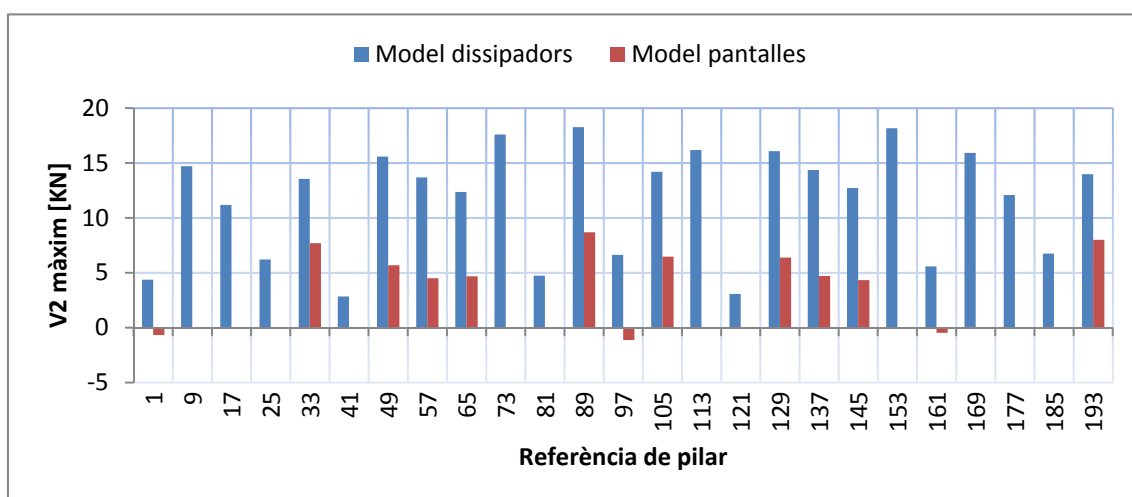


Figura 47 Tallant direcció 2 pilars de PB A P1 per a combinació sísmica ELU5

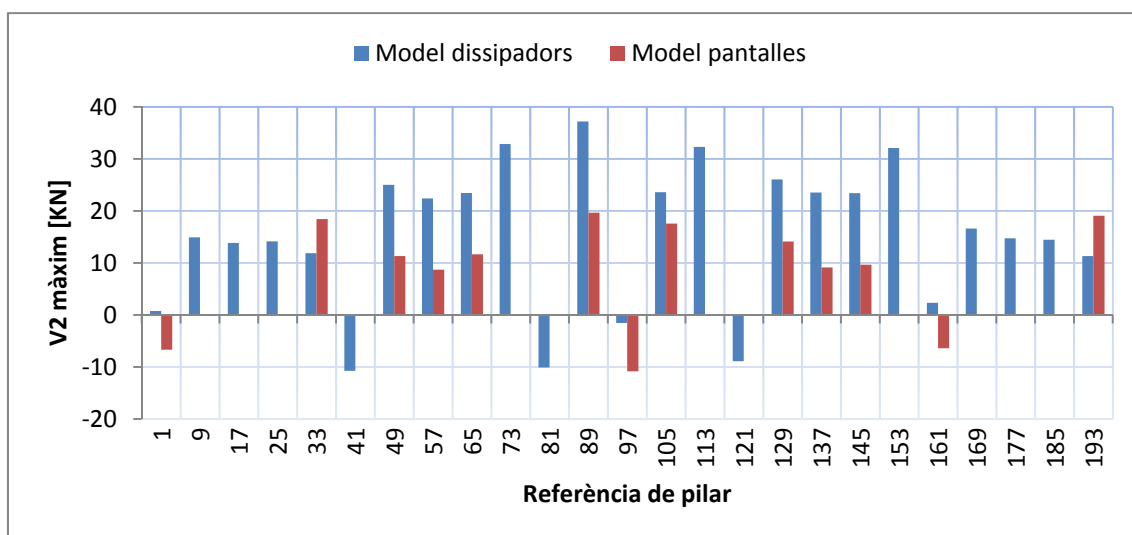


Figura 48 Tallant direcció 1 pilars de P1-P2 per a combinació sísmica ELU5

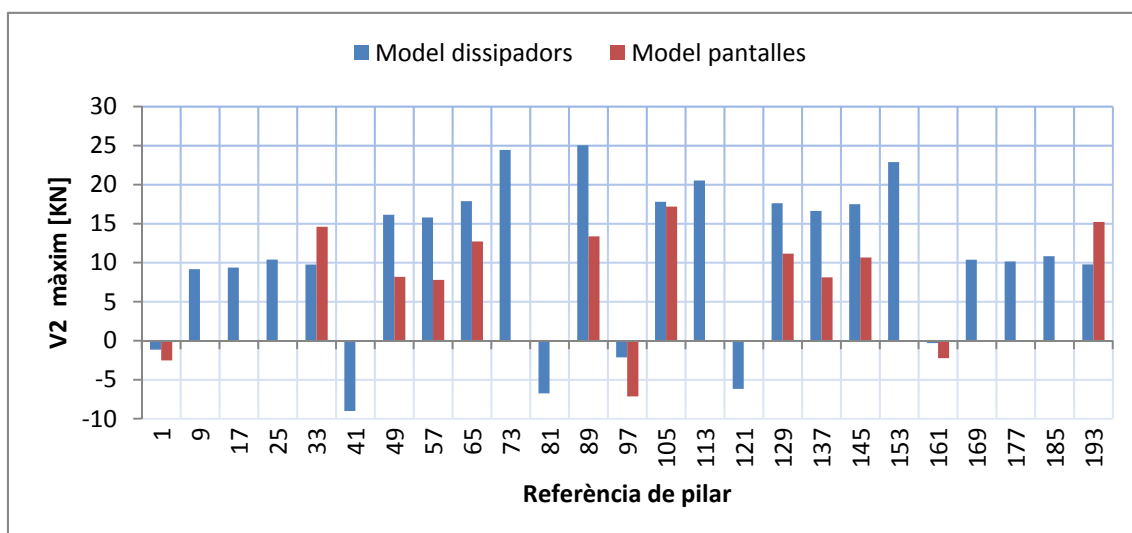


Figura 49 Tallant direcció 2 pilars de P2-P3 per a combinació sísmica ELU5

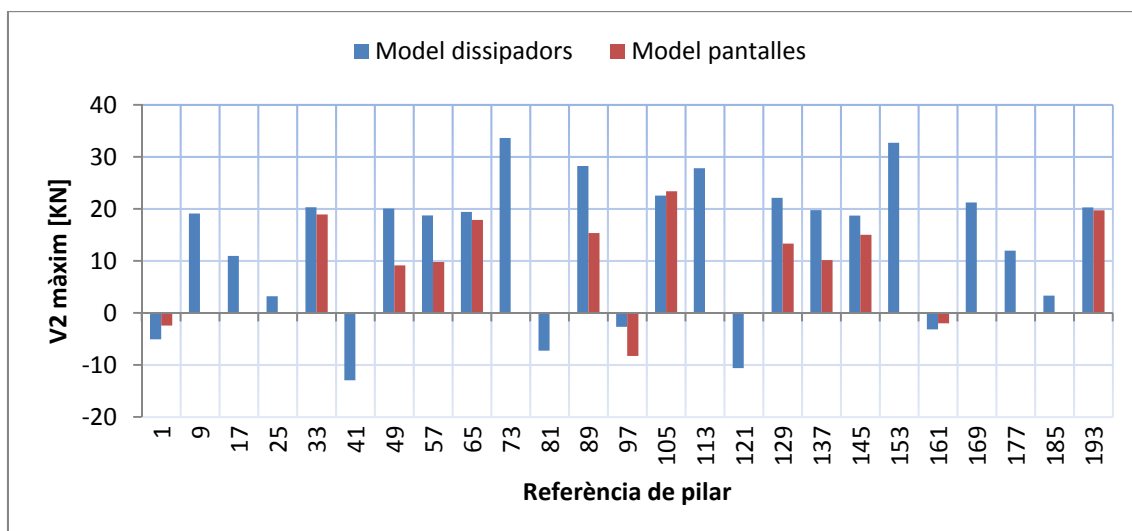


Figura 50 Tallant direcció 2 pilars de P3-P4 per a combinació sísmica ELU5

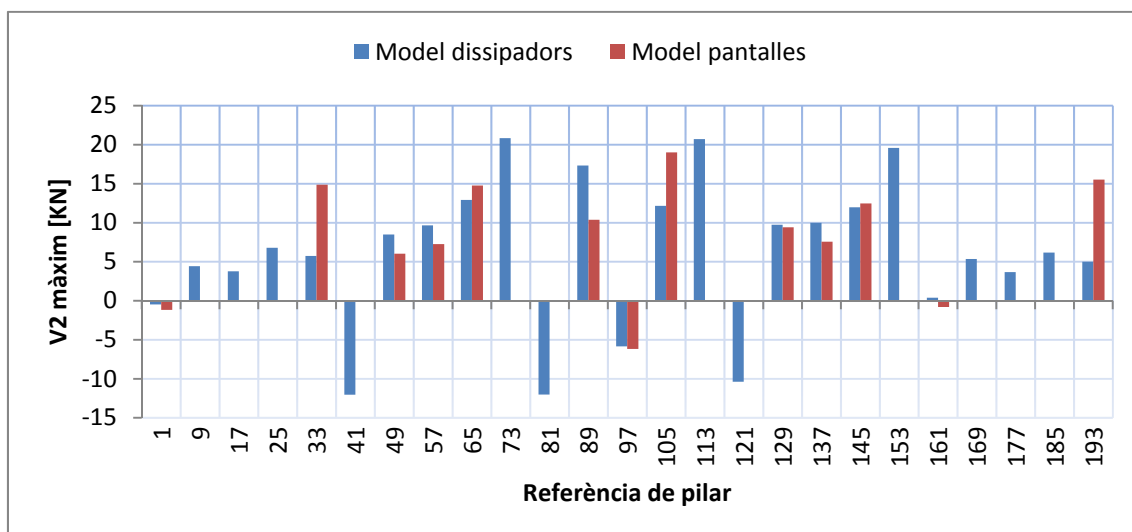


Figura 51 Tallant direcció 2 pilars de P4-P5 per a combinació sísmica ELU5

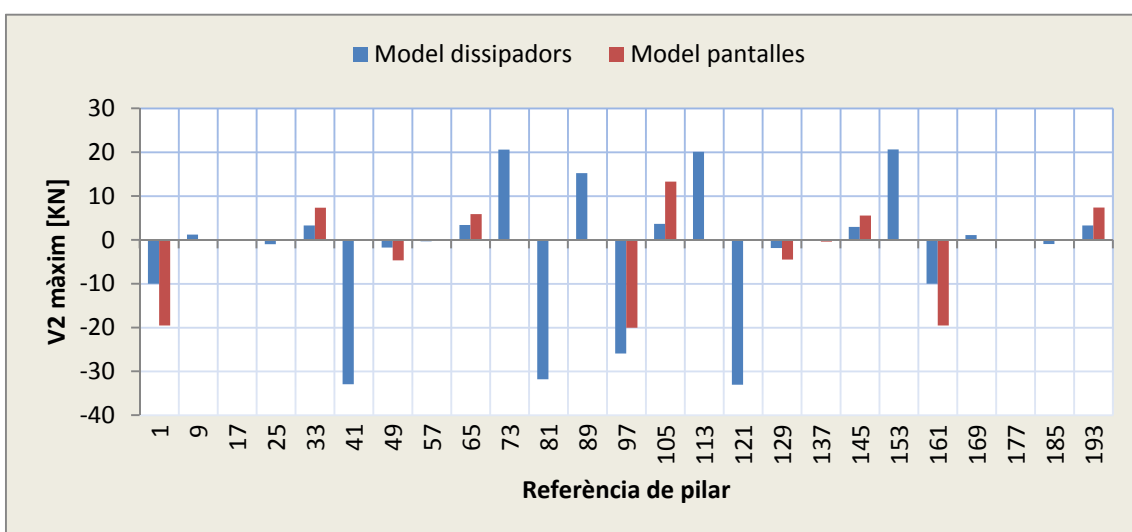


Figura 52 Tallant direcció 2 pilars P4 a P5 per a combinació gravitatòria ELU1

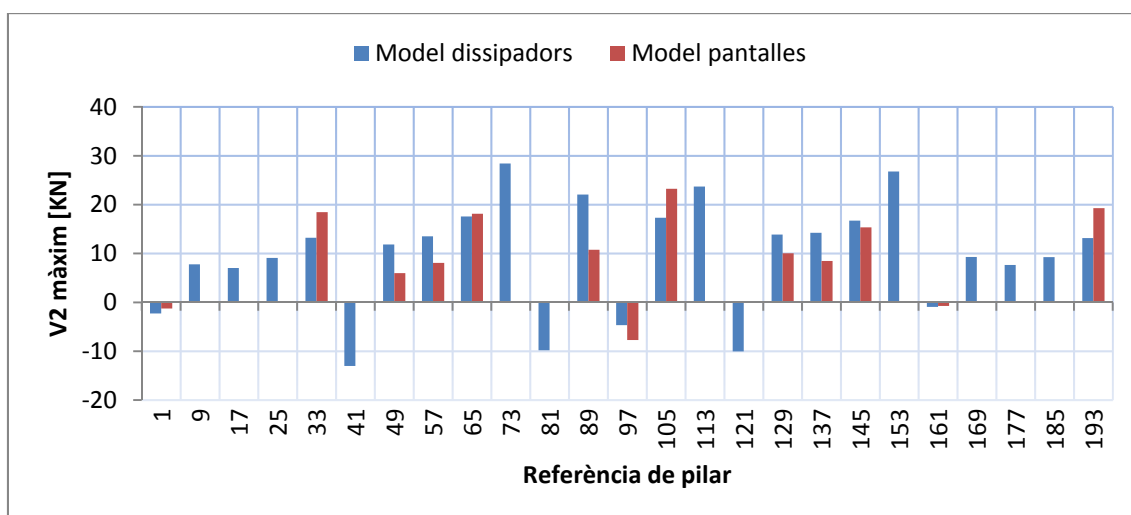


Figura 53 Tallant direcció 2 pilars de P5-P6 per a combinació sísmica ELU5

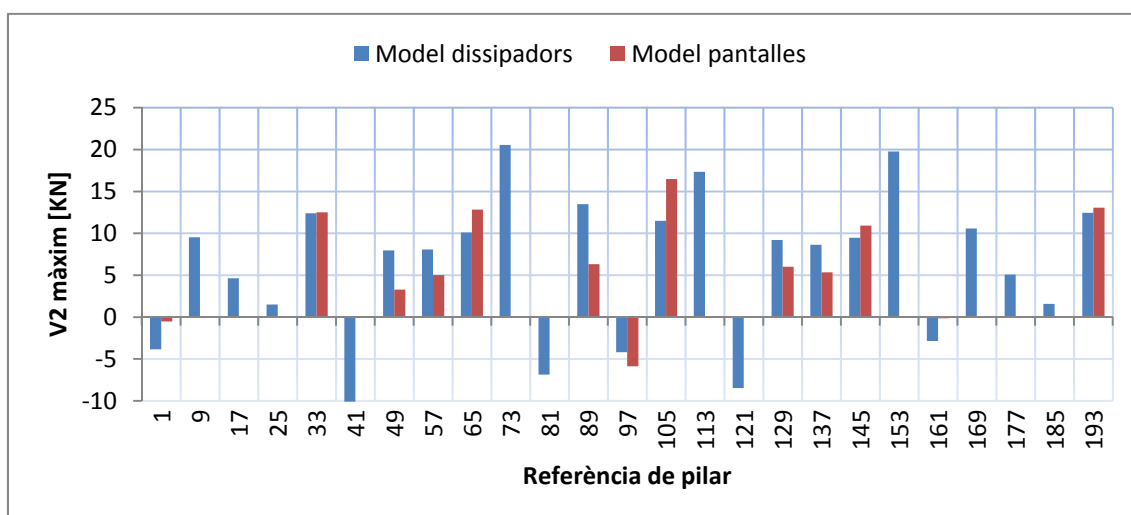


Figura 54 Tallant direcció 2 pilars de P6-P7 per a combinació sísmica ELU5

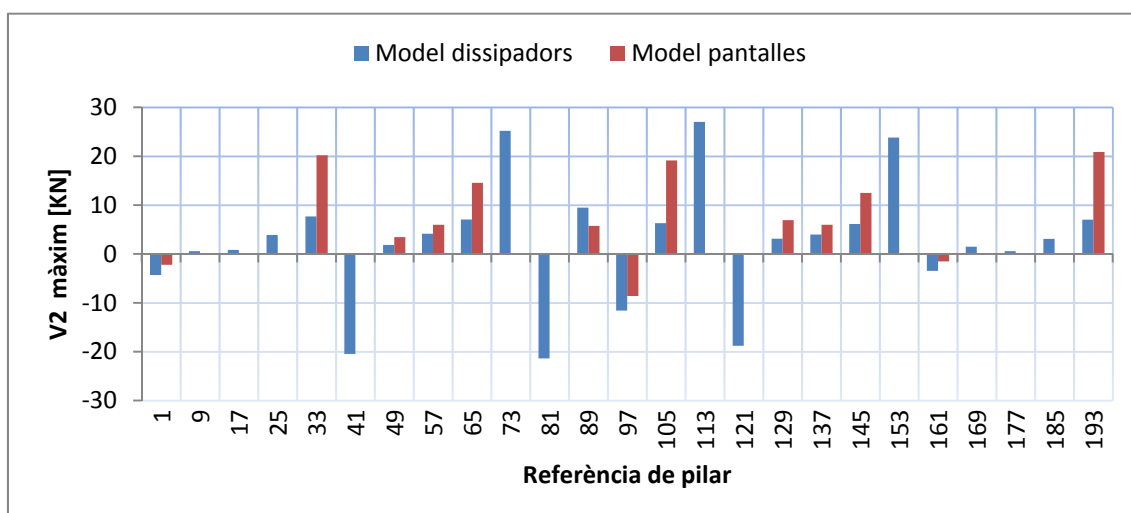


Figura 55 Tallant direcció 2 pilars de P7-PC per a combinació sísmica ELU5

- Tal i com es pot observar a les figures anteriors, el tallant V2 és significativament inferior en el model amb pantalles dúctils respecte el model amb dissipadors d'energia.

4.5.3 Esforços als pilars tallant direcció 3

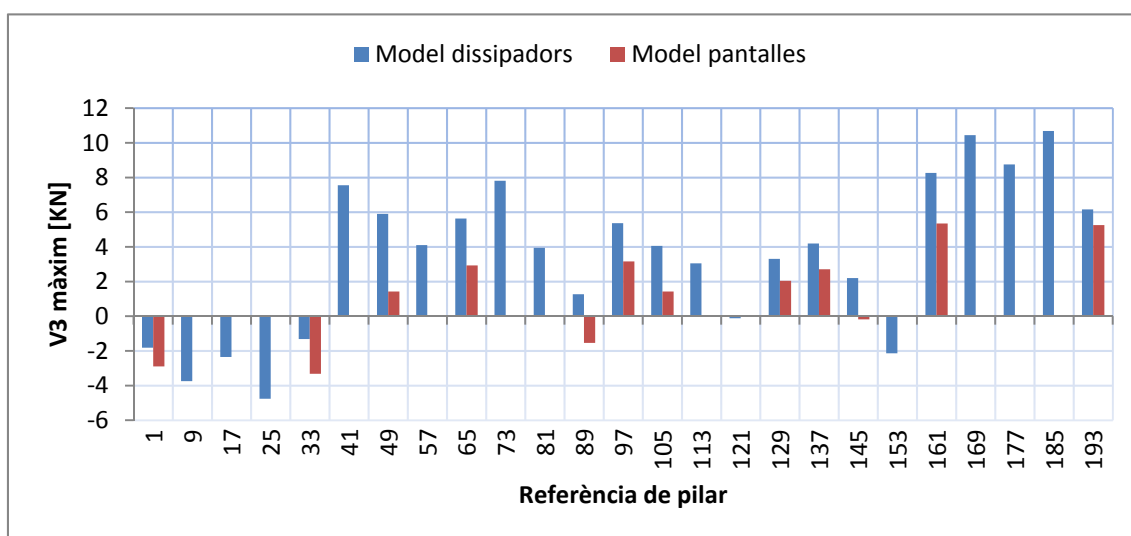


Figura 56 Tallant direcció 3 pilars de PB-P1 per a combinació sísmica ELU5

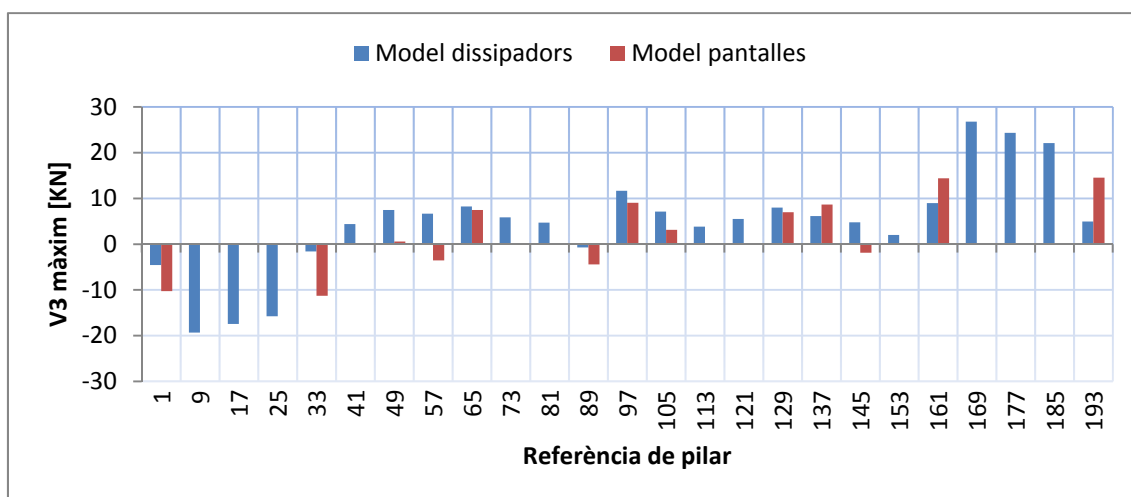


Figura 57 Tallant direcció 3 pilars de P1-P2 per a combinació sísmica ELU5

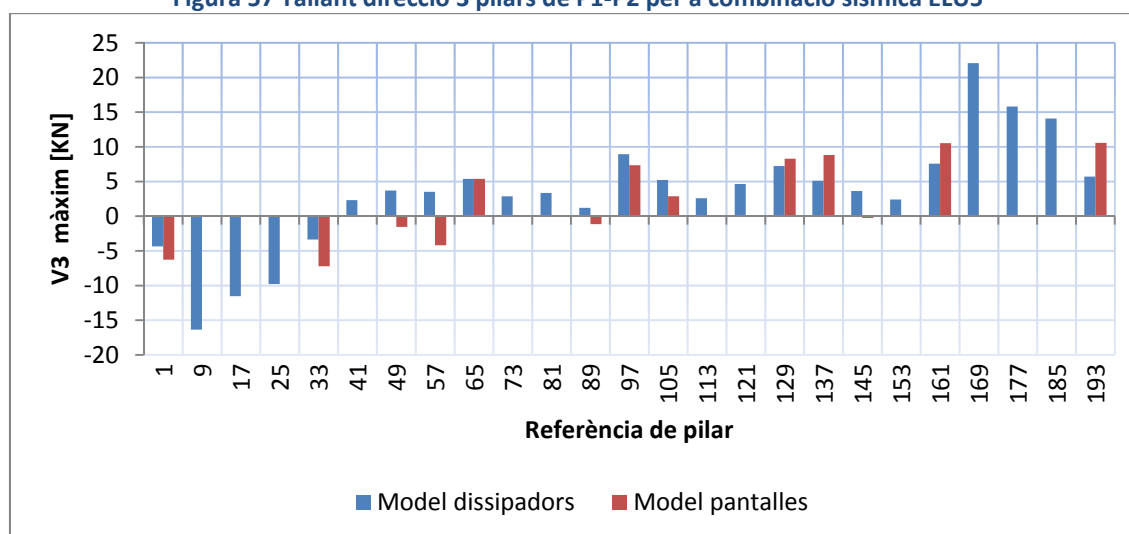


Figura 58 Tallant direcció 3 pilars de P2-P3 per a combinació sísmica ELU5

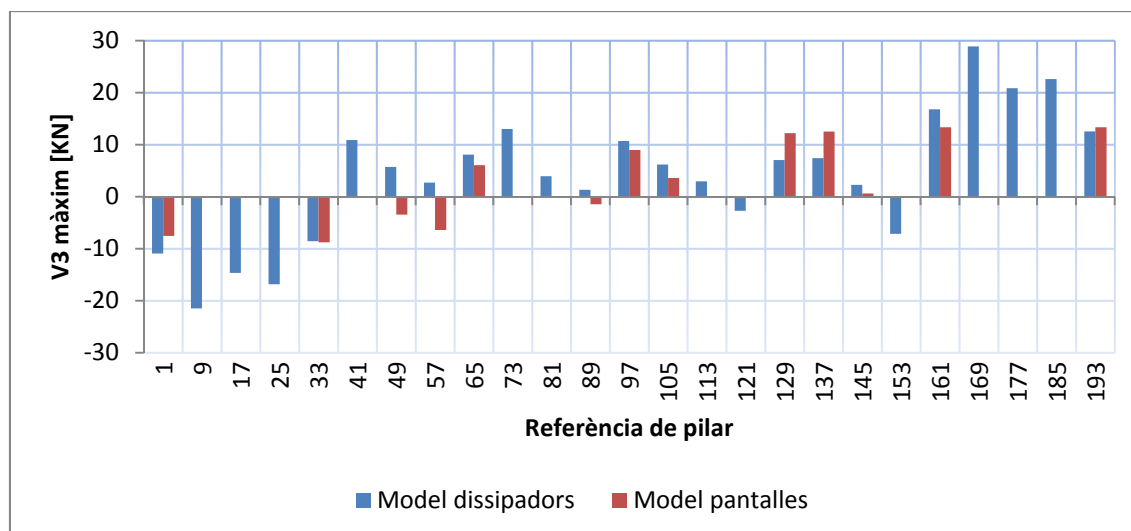


Figura 59 Tallant direcció 3 pilars de P3-P4 per a combinació sísmica ELU5

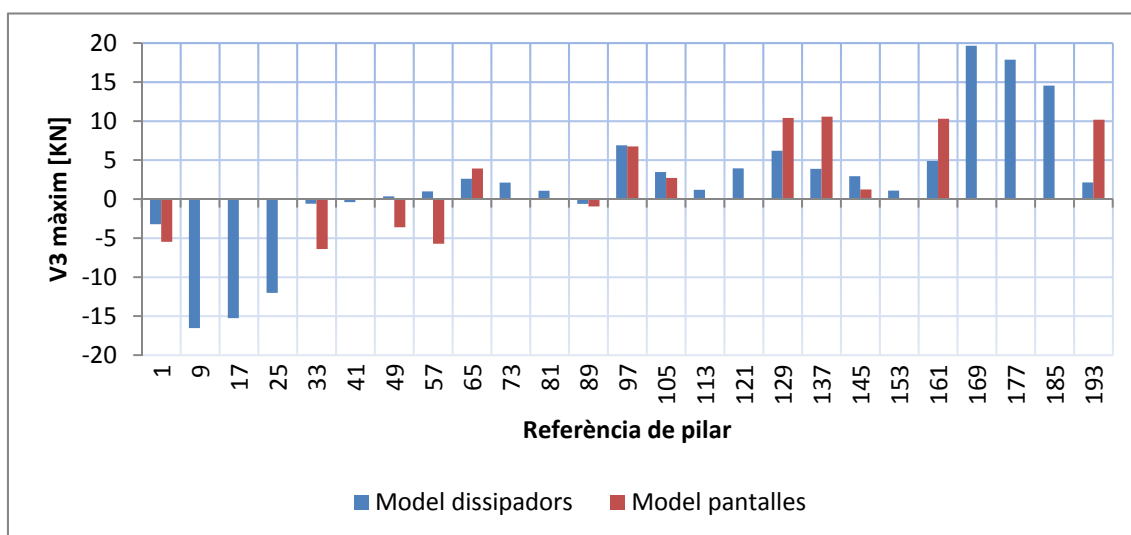


Figura 60 Tallant direcció 3 pilars de P4-P5 per a combinació sísmica ELU5

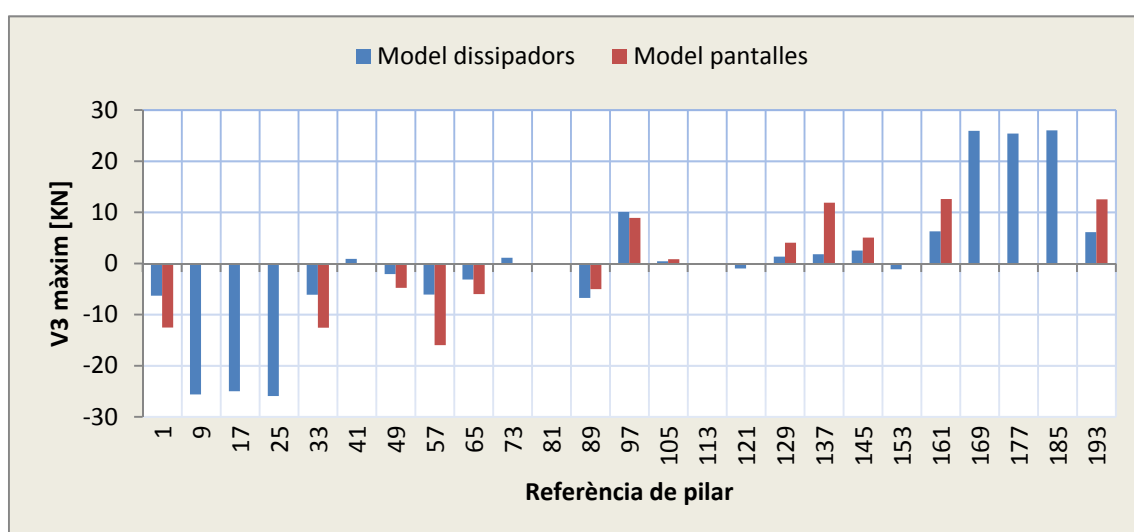


Figura 61 Tallant direcció 3 pilars de P4 a P5 per a combinació gravitatòria ELU1

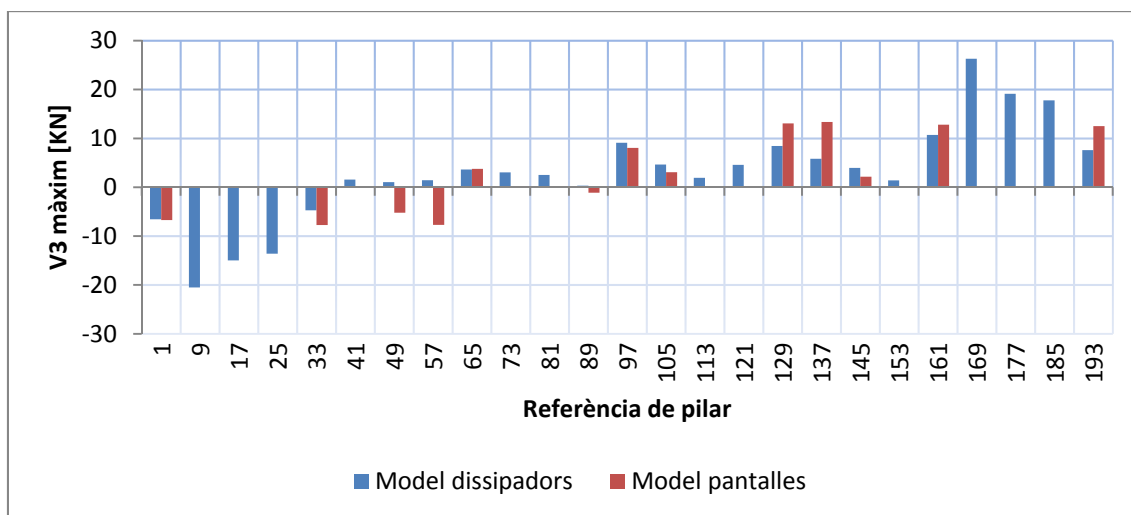


Figura 62 Tallant direcció 3 pilars de P5-P6 per a combinació sísmica ELU5

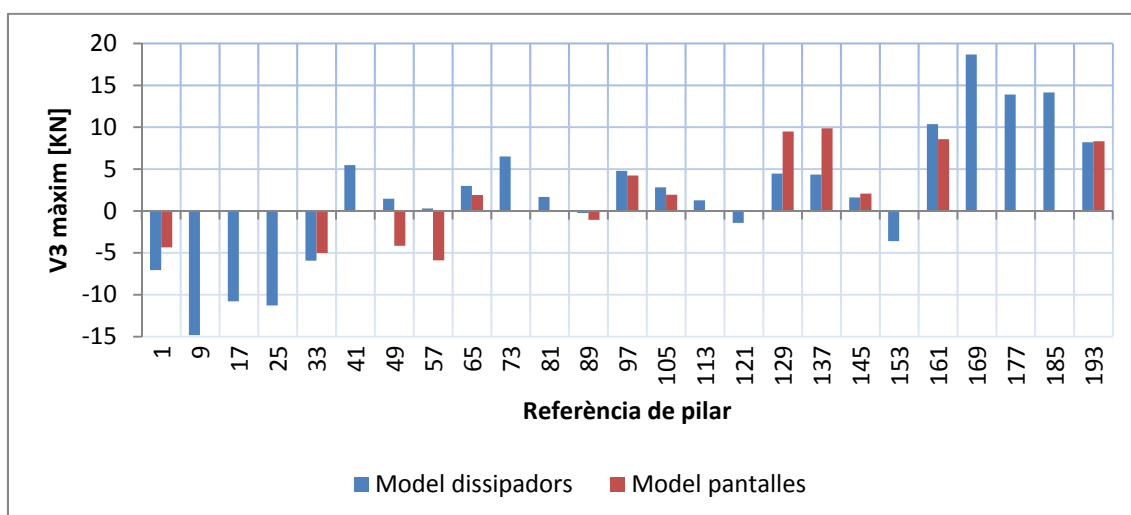


Figura 63 Tallant direcció 3 pilars de P6-P7 per a combinació sísmica ELU5

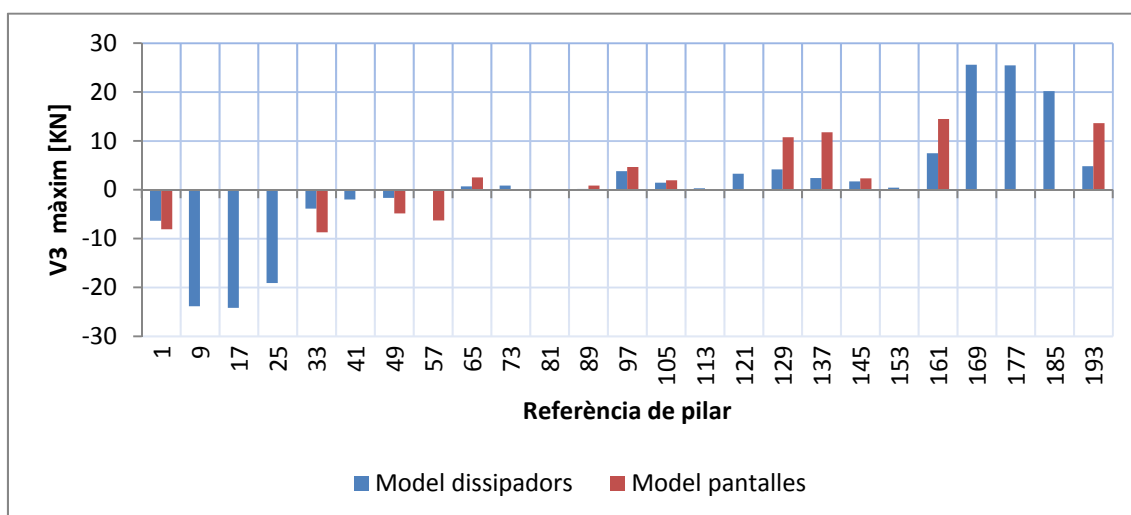


Figura 64 Tallant direcció 3 pilars de P7-PC per a combinació sísmica ELU5

Tal i com es pot observar a les figures anteriors, el tallant V3 és significativament inferior en el model amb pantalles dúctils respecte el model amb dissipadors d'energia.

4.5.4 Esforços als pilars moment flector direcció 2

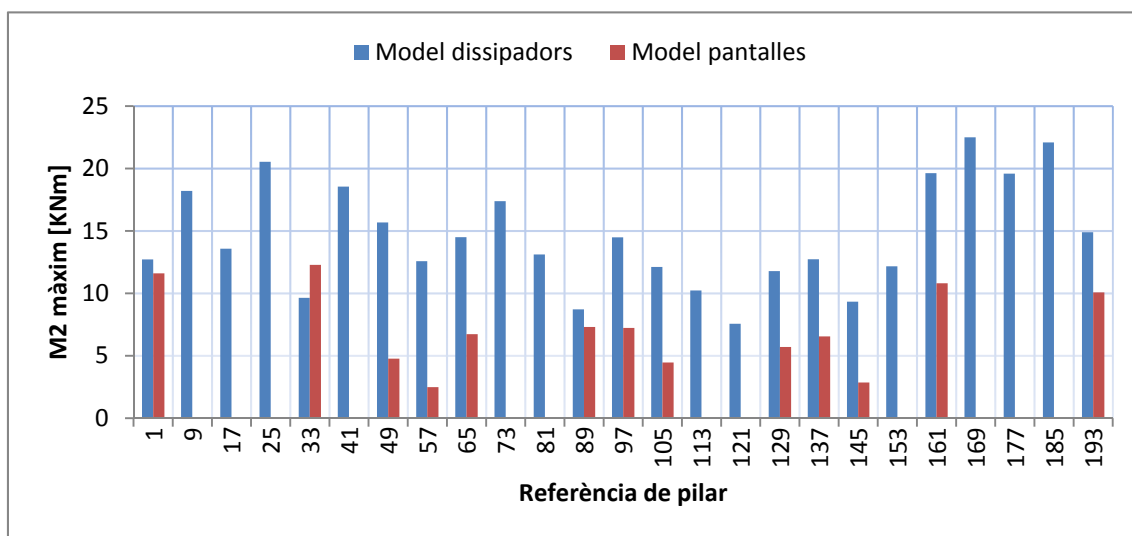


Figura 65 Moment direcció 2 pilars de PB-P1 per a combinació sísmica ELU5

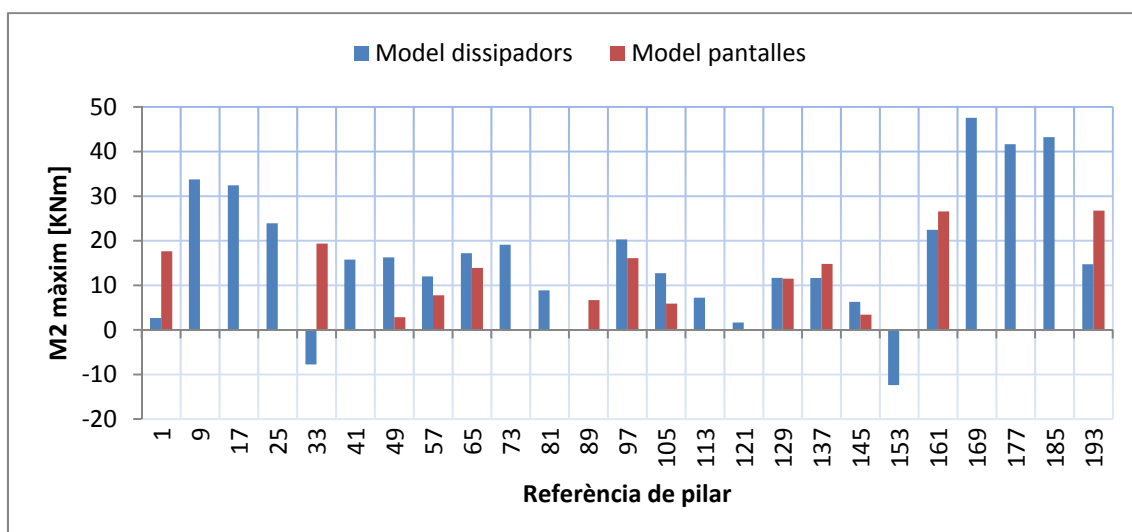


Figura 66 Moment direcció 2 pilars de P1-P2 per a combinació sísmica ELU5

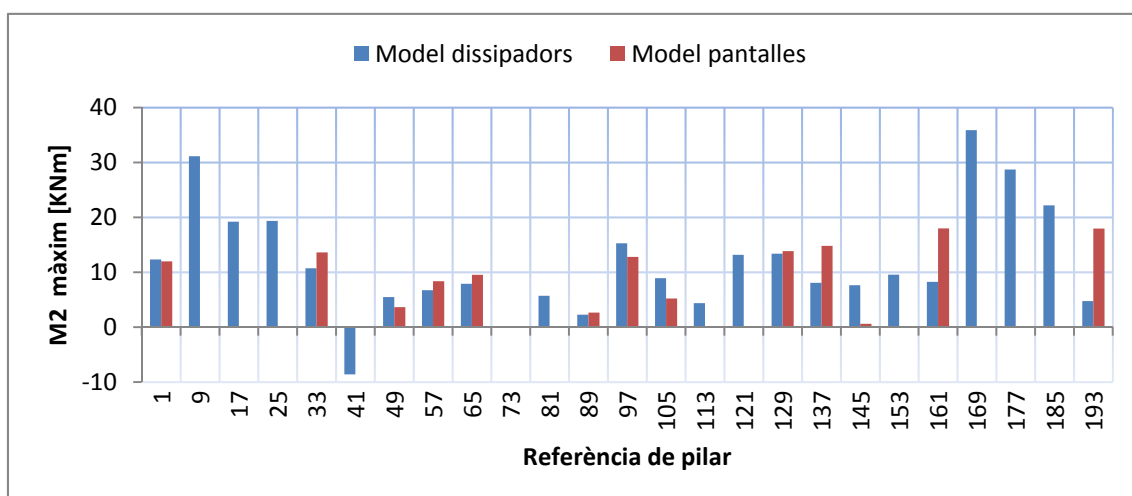


Figura 67 Moment direcció 2 pilars de P2-P3 per a combinació sísmica ELU5

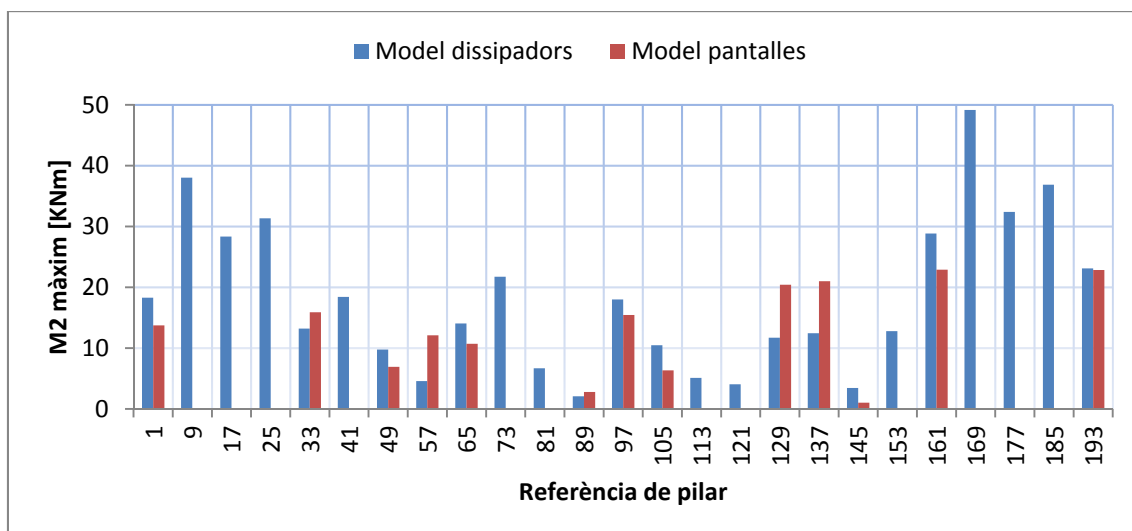


Figura 68 Moment direcció 2 pilars de P3-P4 per a combinació sísmica ELU5

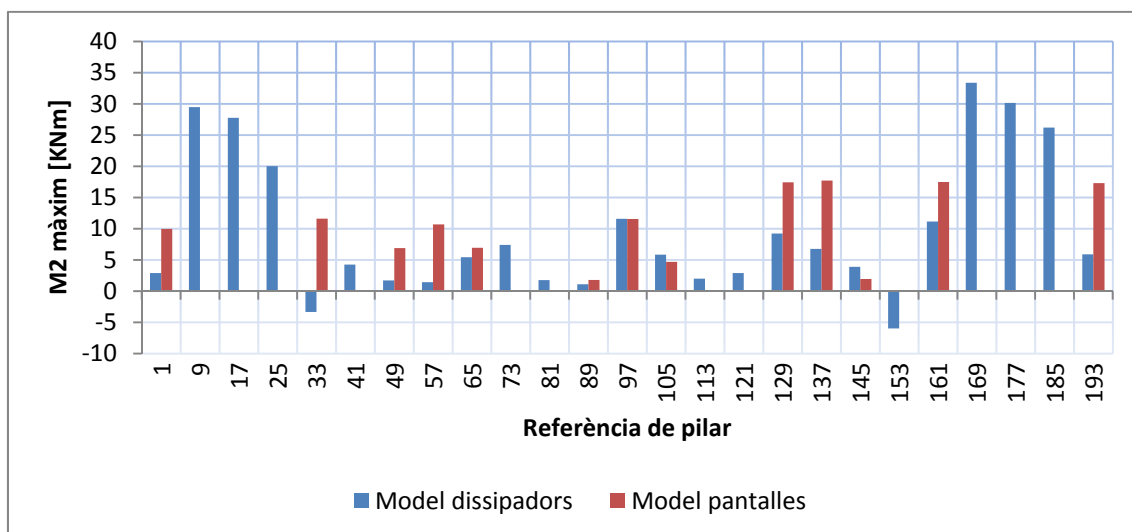


Figura 69 Moment direcció 2 pilars de P4-P5 per a combinació sísmica ELU5

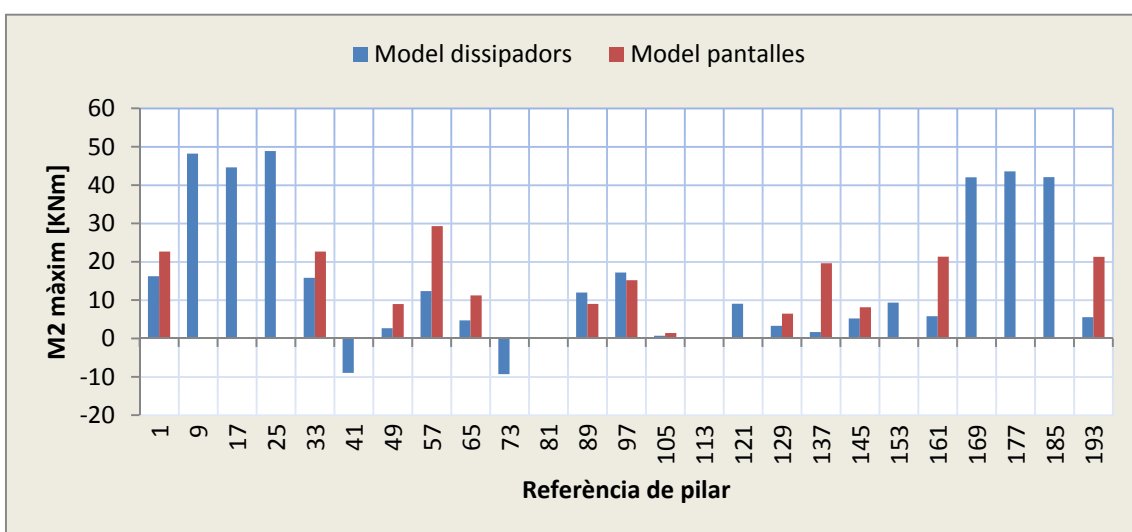


Figura 70 Moment direcció 2 pilars de P4 a P5 per a combinació gravitatòria ELU1

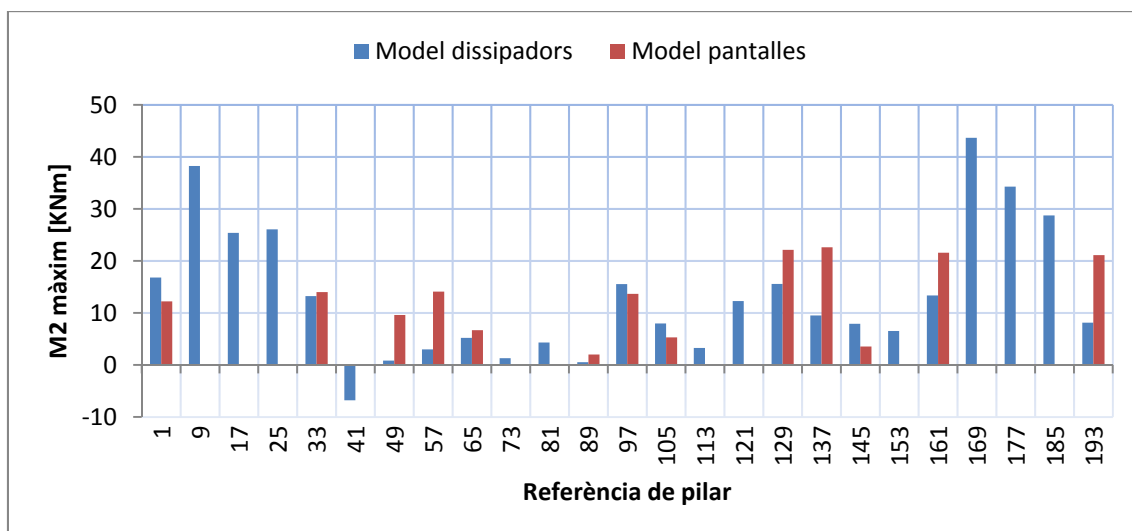


Figura 71 Moment direcció 2 pilars de P5-P6 per a combinació sísmica ELU5

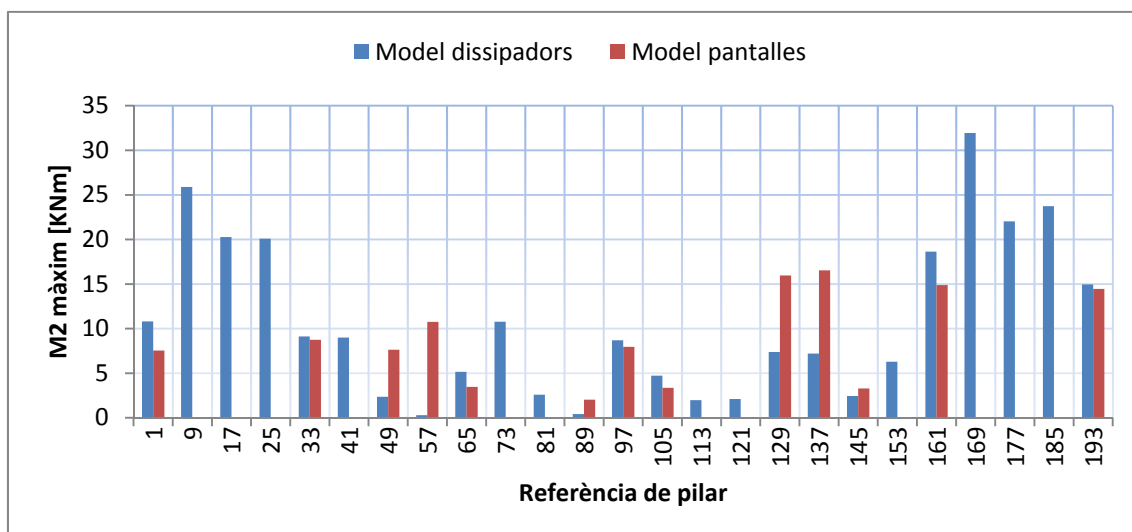


Figura 72 Moment direcció 2 pilars de P6-P7 per a combinació sísmica ELU5

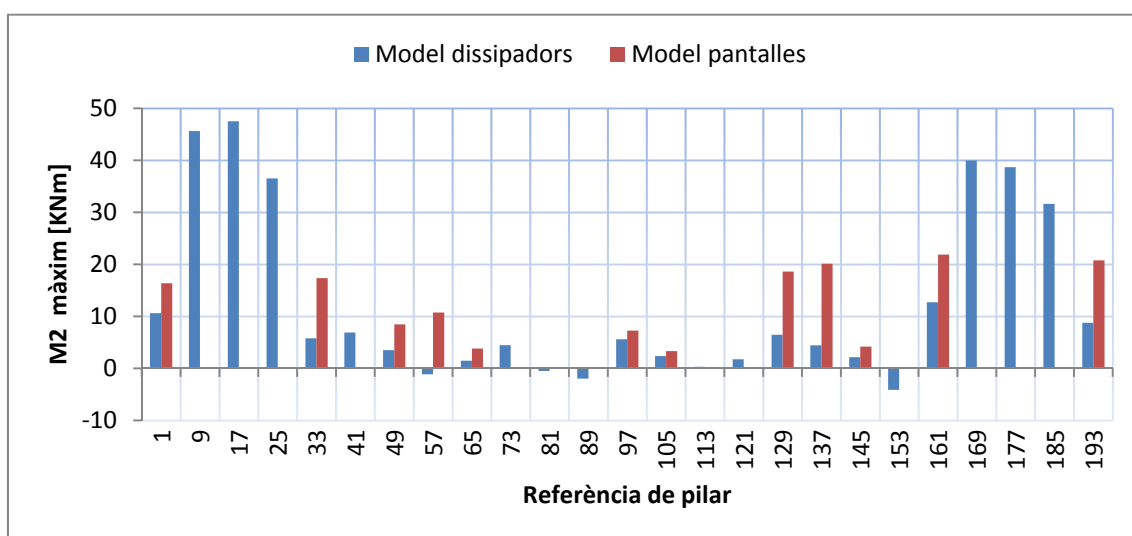


Figura 73 Moment direcció 2 pilars de P7-PC per a combinació sísmica ELU5

4.5.5 Esforços als pilars moment flector direcció 3

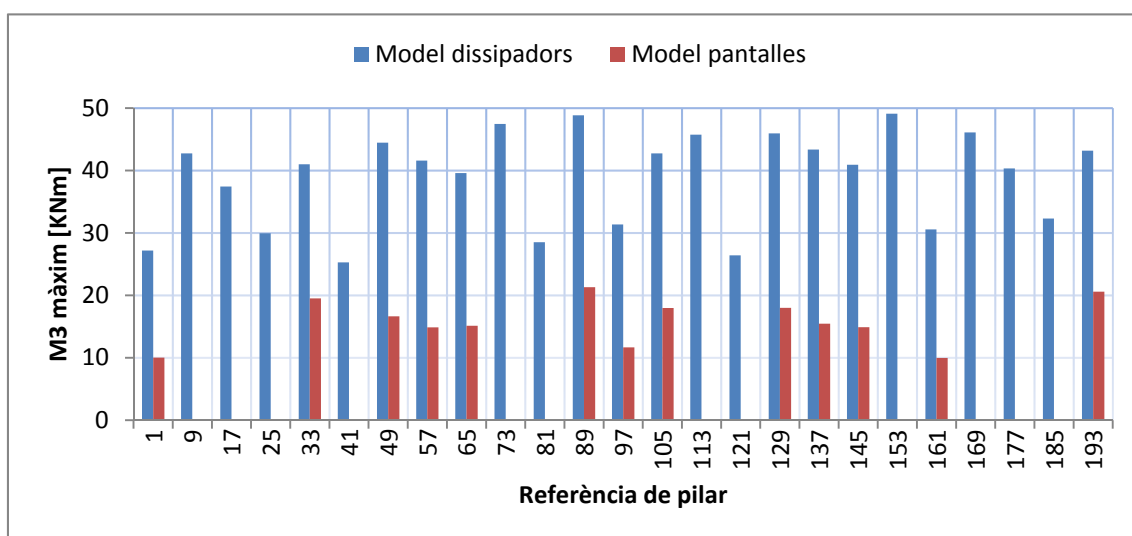


Figura 74 Moment direcció 3 pilars de PB-P1 per a combinació sísmica ELU5

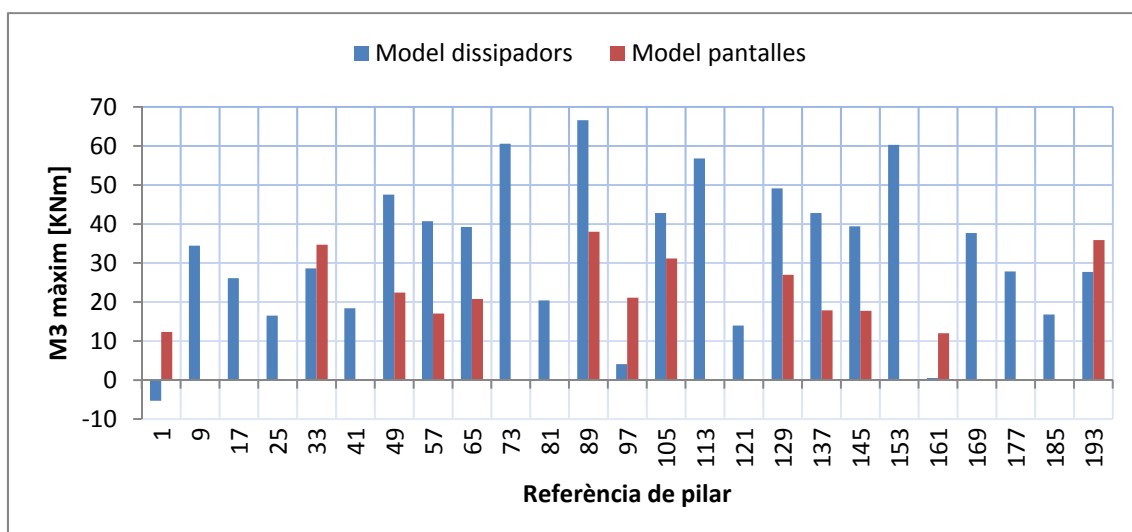


Figura 75 Moment direcció 3 pilars de P1-P2 per a combinació sísmica ELU5

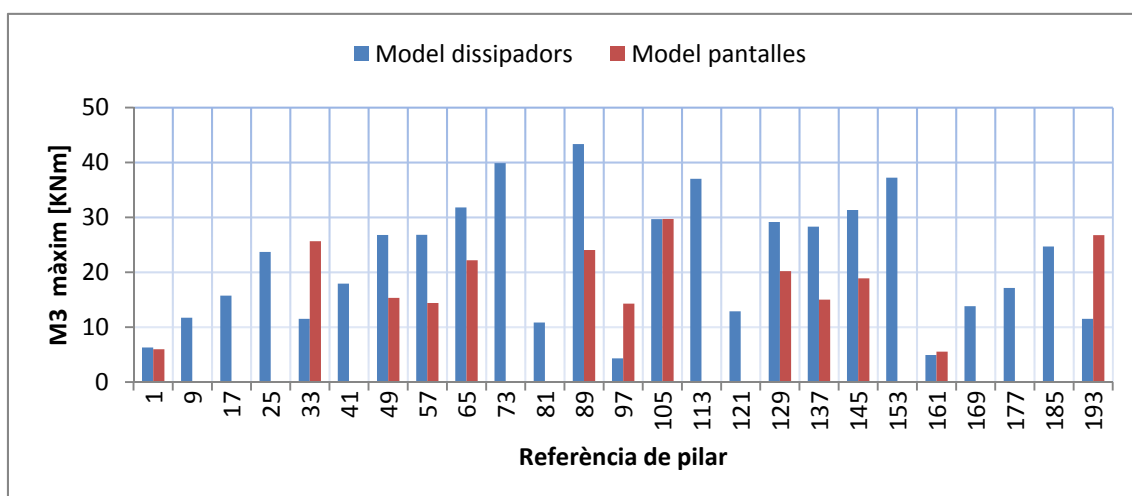


Figura 76 Moment direcció 3 pilars de P2-P3 per a combinació sísmica ELU5

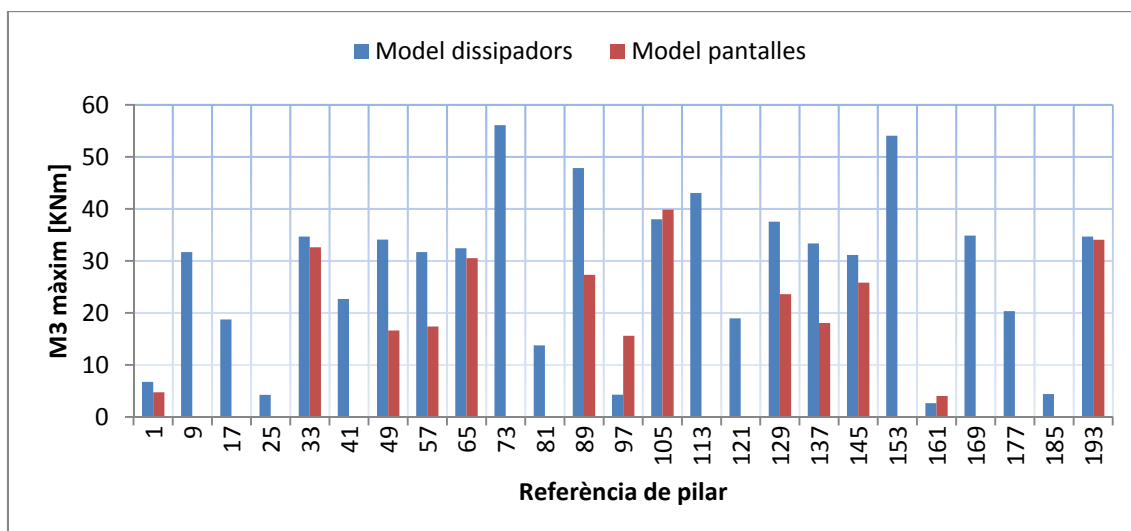


Figura 77 Moment direcció 3 pilars de P3-P4 per a combinació sísmica ELU5

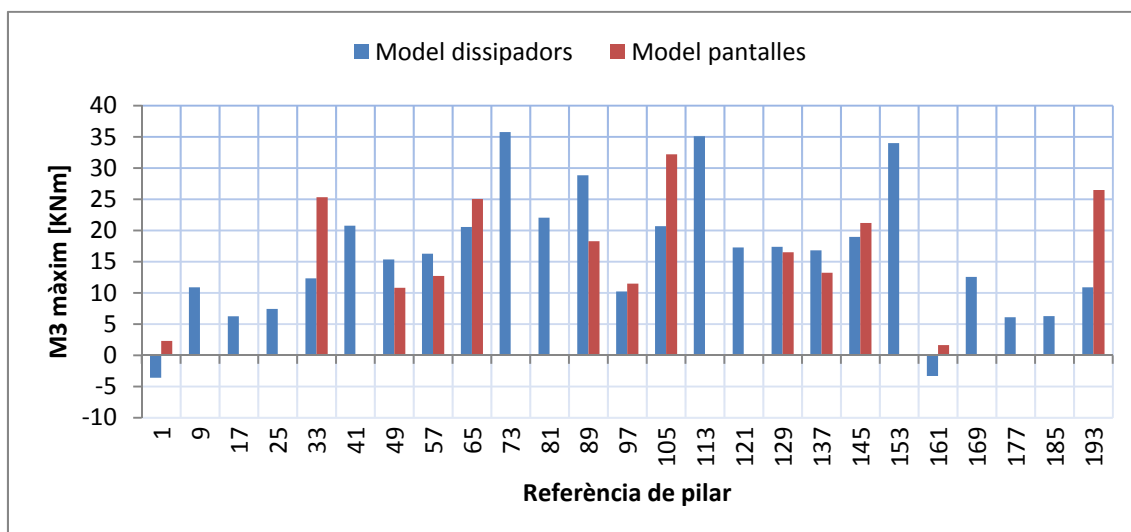


Figura 78 Moment direcció 3 pilars de P4-P5 per a combinació sísmica ELU5

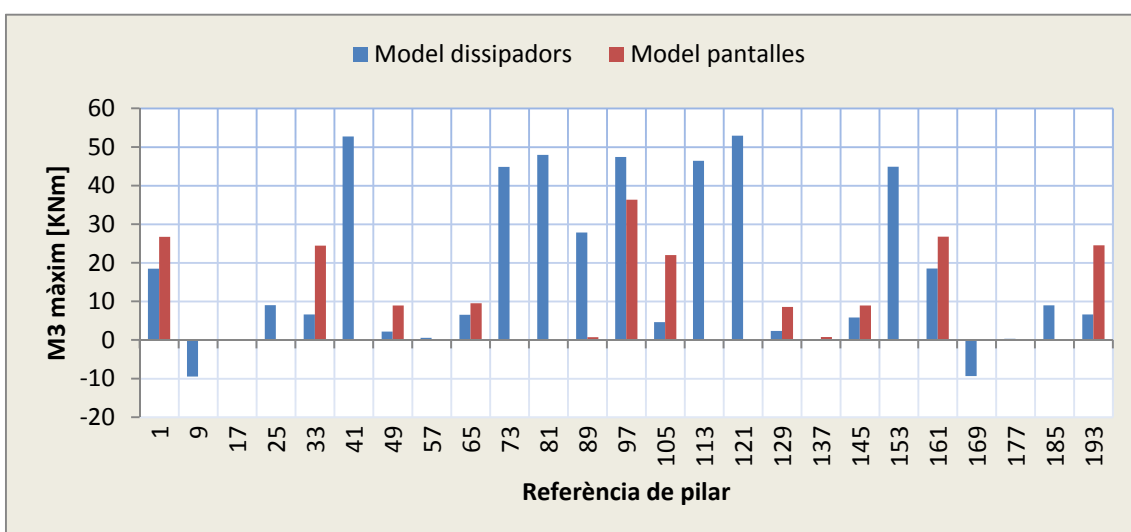


Figura 79 Moment direcció 3 pilars de P4 a P5 per a combinació gravitatòria ELU1

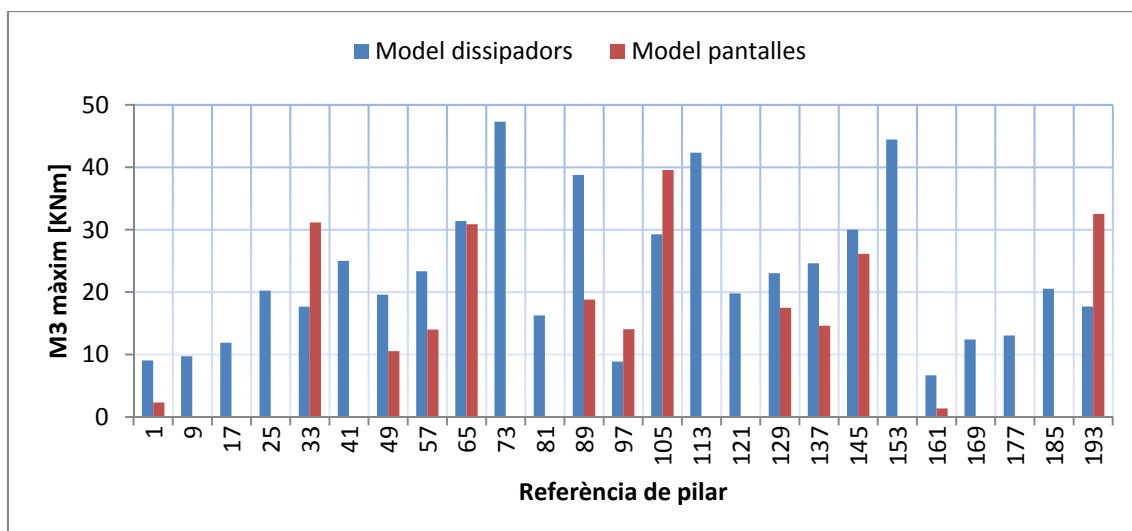


Figura 80 Moment direcció 3 pilars de P5-P6 per a combinació sísmica ELU5

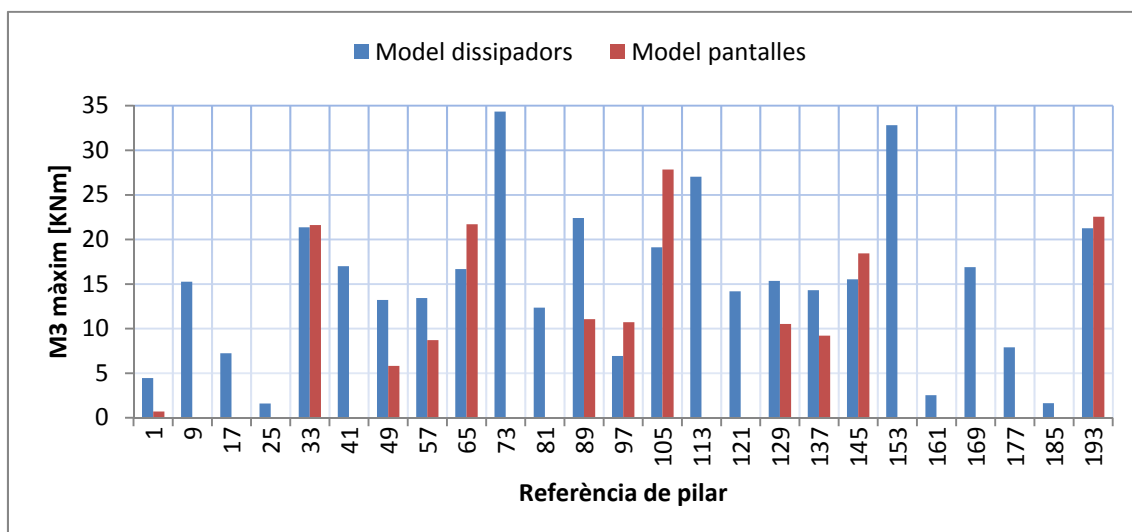


Figura 81 Moment direcció 3 pilars de P6-P7 per a combinació sísmica ELU5

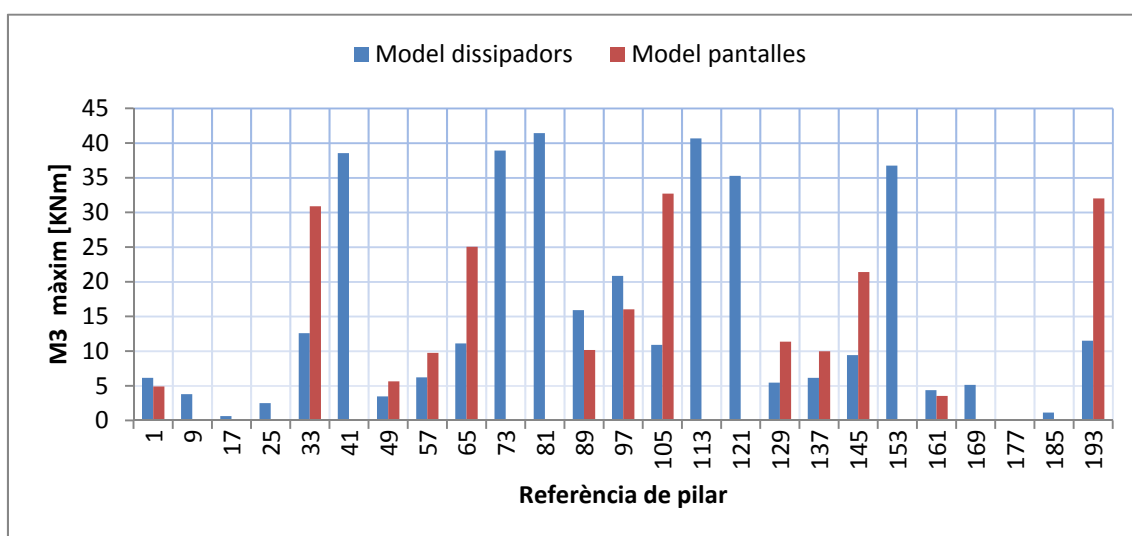


Figura 82 Moment direcció 3 pilars de P7-PC per a combinació sísmica ELU5

4.5.6 Esforços als pilars moment torsor

El moment torsor que apareix és menyspreable com es pot veure per la seva magnitud ja que s'està analitzant un edifici molt regular i principalment aquest moment serà degut a les excentricitats del 5% de les forces sísmiques que la normativa sismorresistent ens obliga a tenir en compte per a considerar possibles errors constructius, etc.

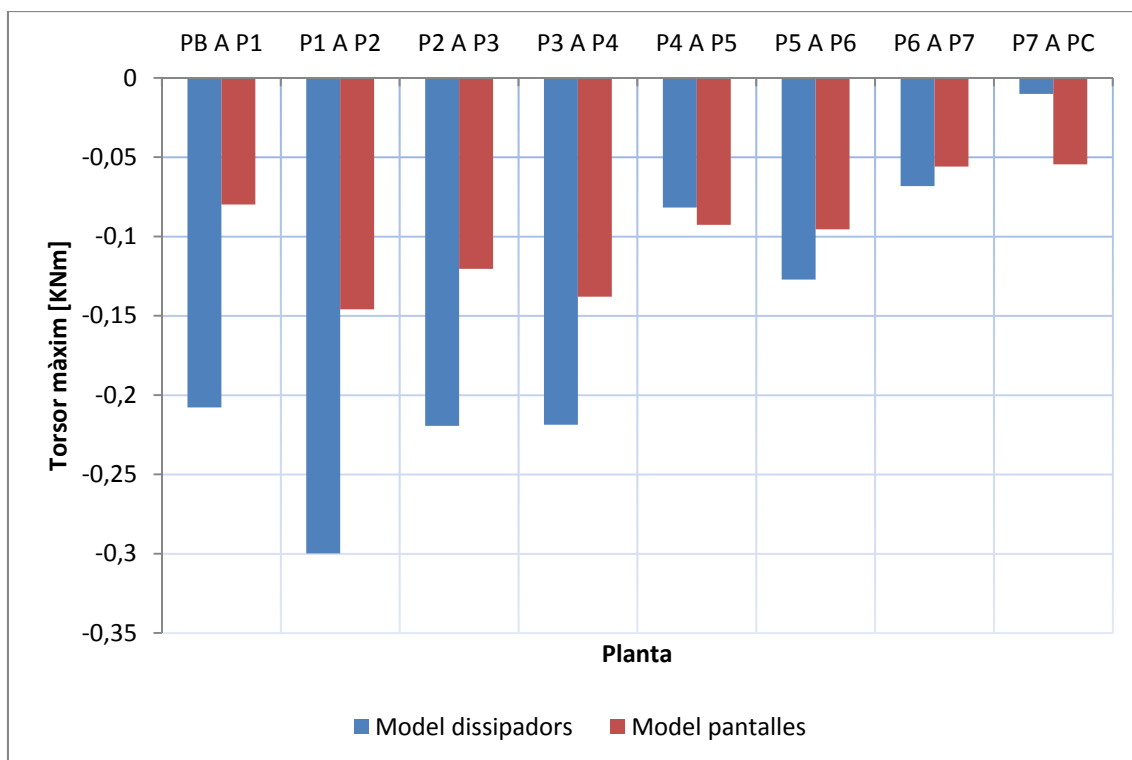


Figura 83 Moment torsor pilars per a combinació sísmica ELU5

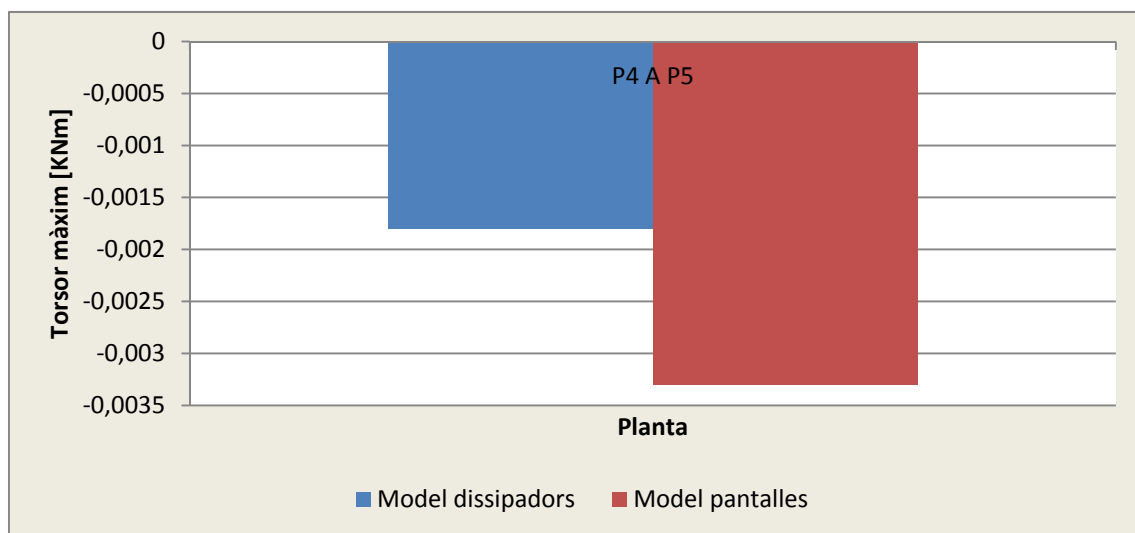


Figura 84 P4 a P5 Moment torsor pilars de P4 a P5 per a combinació gravitatòria ELU1

4.5 Esforços al forjat en la direcció de l'eix 4

En aquest apartat s'analitzen els esforços que apareixen al forjat sota la combinació sísmica ELU5 en el model amb pantalles dúctils i en el model amb dissipadors d'energia. Es donen els resultats per totes les plantes en un i altre model. No es donen resultats referents a la combinació gravitatòria ELU1 per la seva irrellevància.

A la Figura 85 es mostra el sentit dels esforços presentats per placa de forjat respecte els eixos principals de l'edifici.

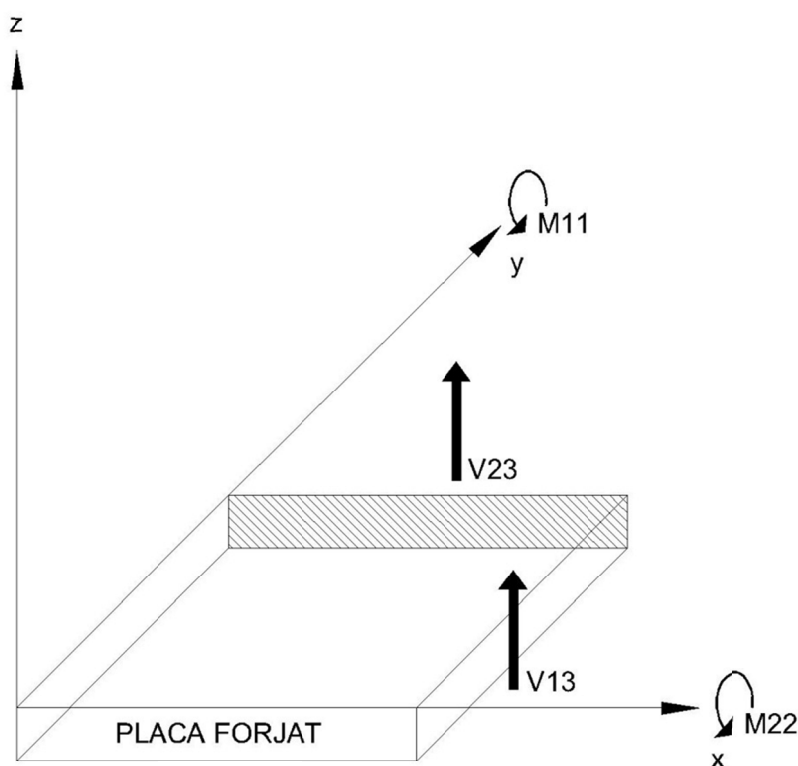


Figura 85 Conveni de signes per als esforços de forjat

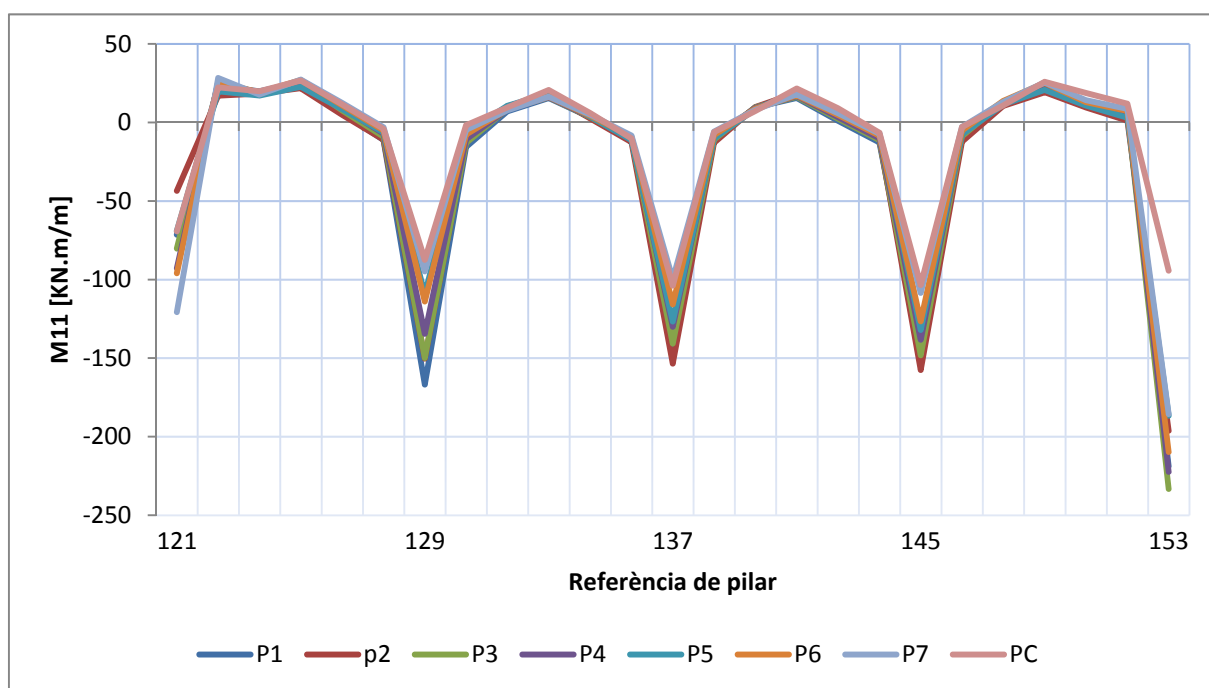


Figura 86 Moment 11 a l'eix 4 per a model amb dissipadors per a combinació sísmica ELU5

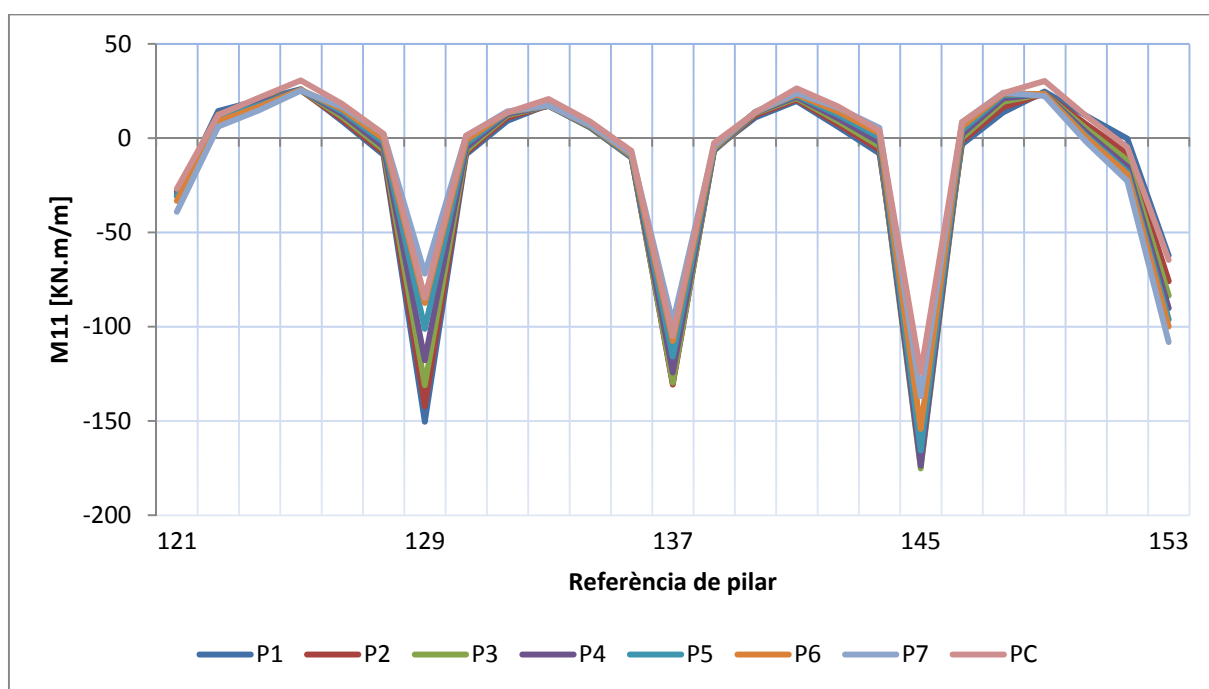


Figura 87 Moment 11 a l'eix 4 per a model amb pantalles per a combinació sísmica ELU5

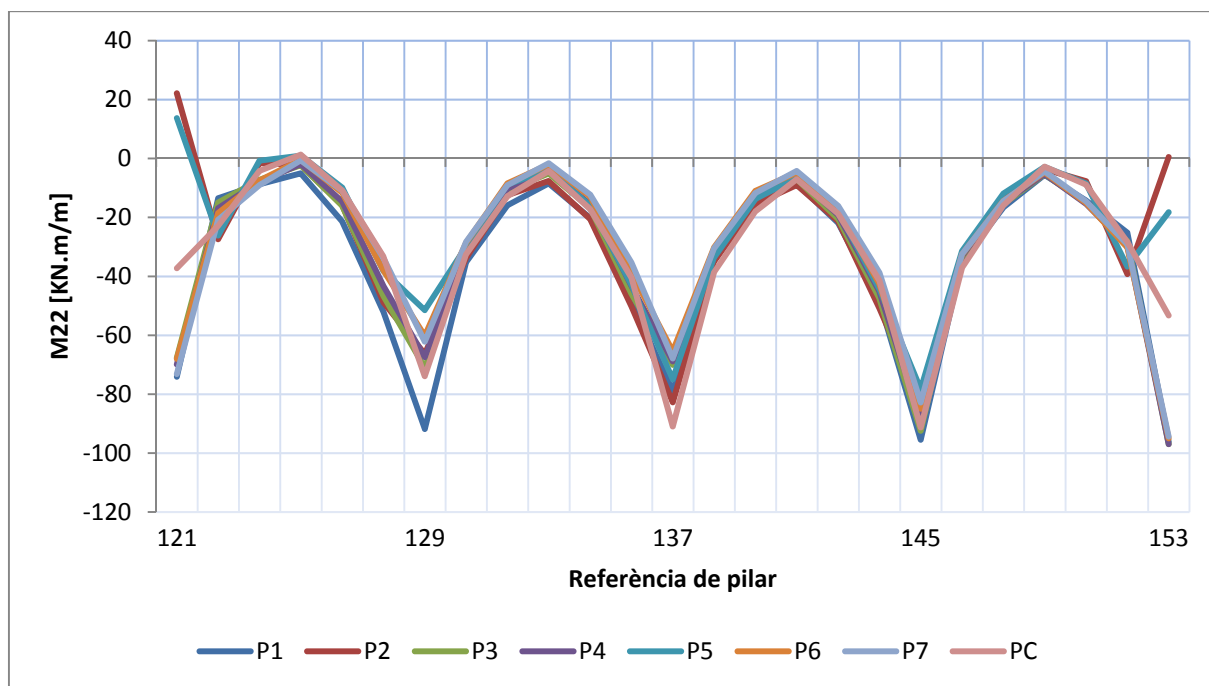


Figura 88 Moment 22 a l'eix 4 per a model amb dissipadors per a combinació sísmica ELU5

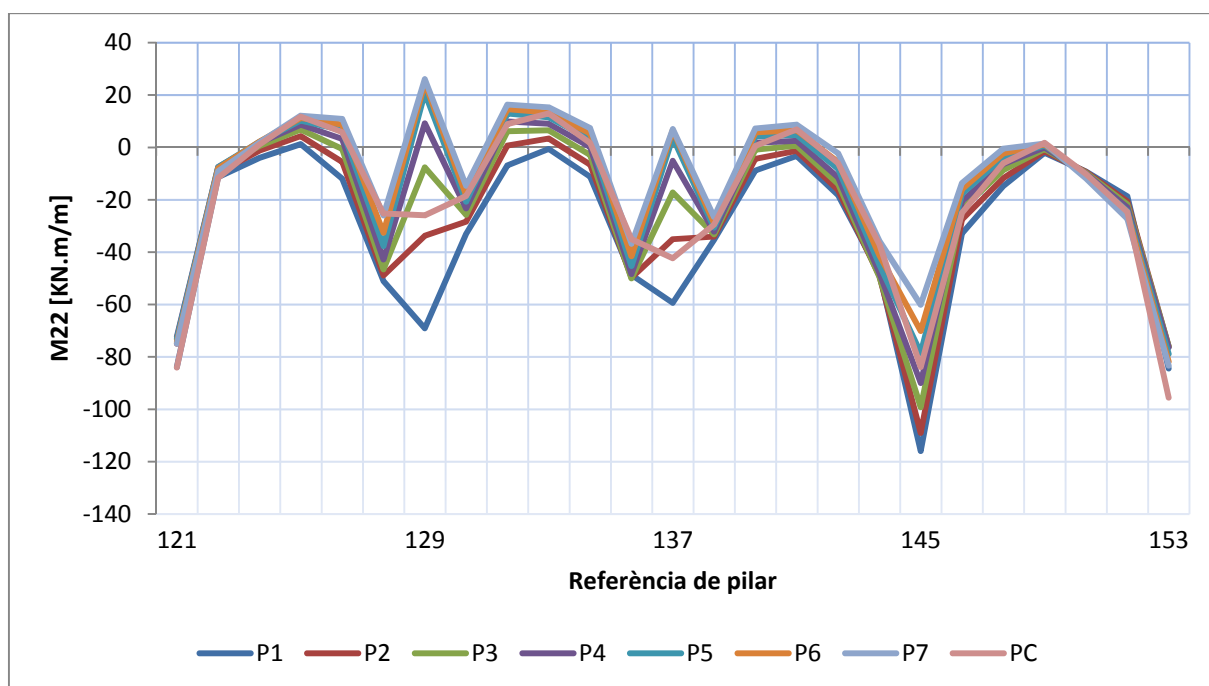


Figura 89 Moment 22 a l'eix 4 per a model amb pantalles per a combinació sísmica ELU5

- Les irregularitats que es poden observar en els gràfics de M_{22} del model amb pantalles en els punts de referència 129 i 137 són deguts a la distorsió causada pels forats d'escala i ascensor del forjat, veure Figura 89.

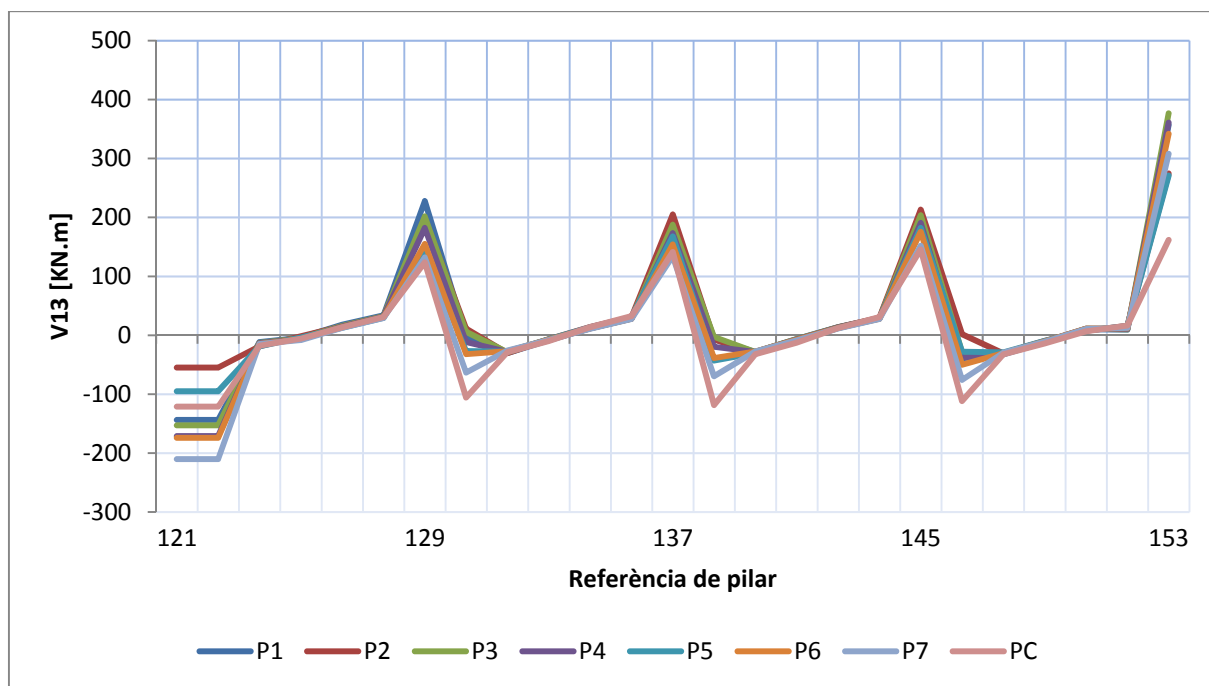


Figura 90 Tallant 13 a l'eix 4 per a model amb dissipadors per a combinació sísmica ELU5

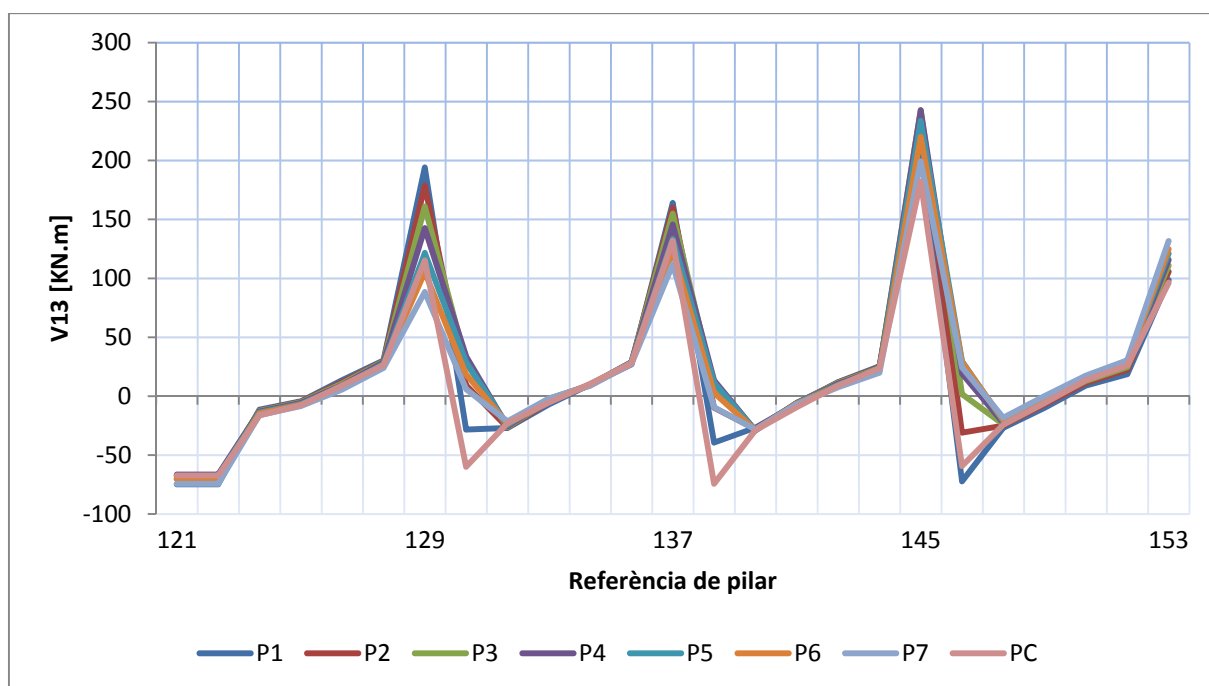


Figura 91 Tallant 13 a l'eix 4 per a model amb pantallas per a combinació sísmica ELU5

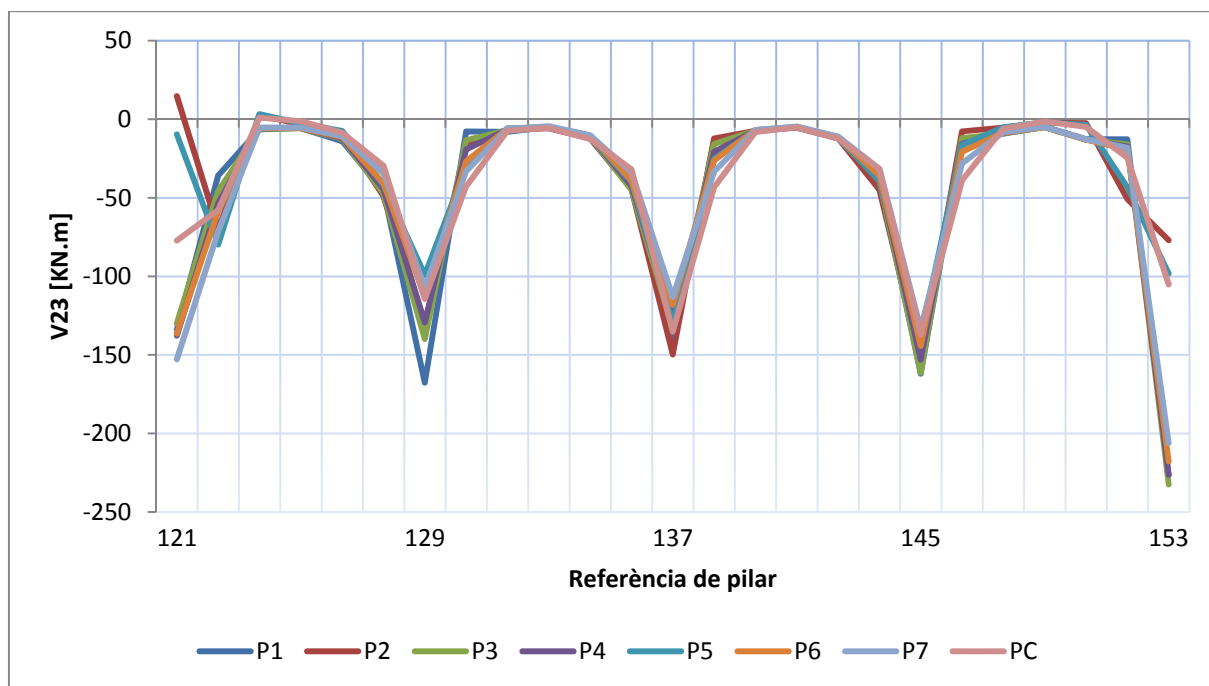


Figura 92 Tallant 23 a l'eix 4 per a model amb dissipadors per a combinació sísmica ELU5

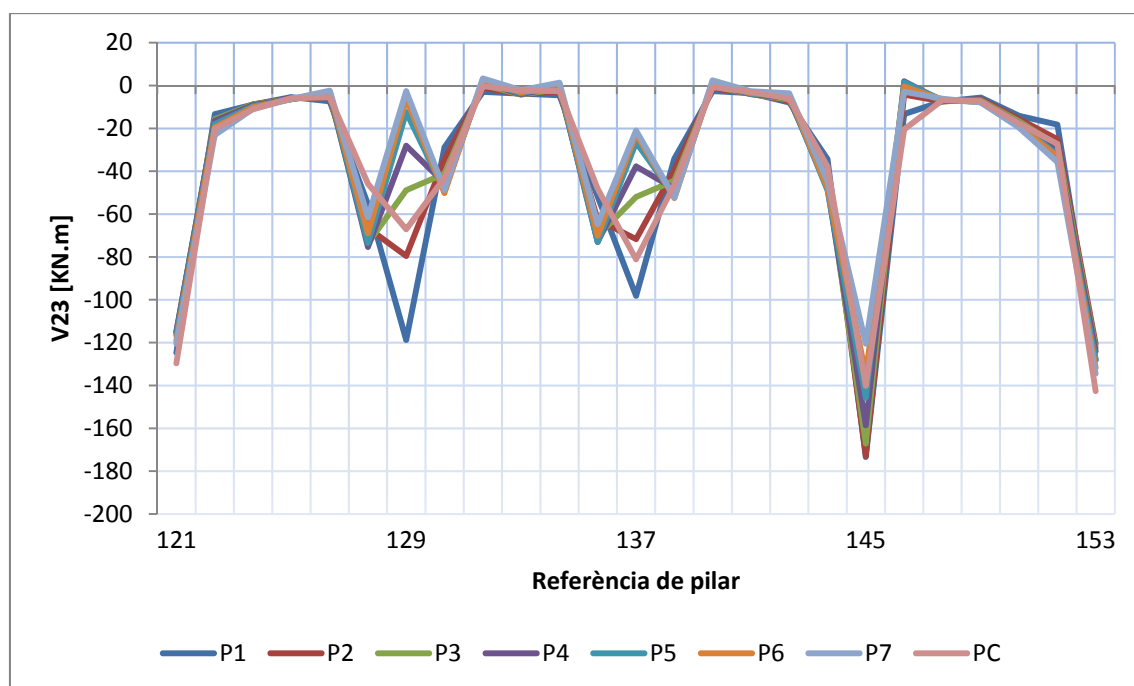


Figura 93 Tallant 23 a l'eix 4 per a model amb pantalles per a combinació sísmica ELU5

- Les irregularitats que es poden observar en els gràfics de V23 del model amb pantalles en els punts de referència 129 i 137 són deguts a la distorsió causada pels forats d'escala i ascensor del forjat, veure Figura 93.

5 RESUM DEL PRESSUPOST

El pressupost global per a la realització d'aquest estudi, tenint en compte els costos de recerca i desenvolupament, els costos d'amortització d'eines i material utilitzats i els costos d'elaboració, puja a la quantitat de **deu mil sis-cents sis** euros, IVA inclòs.

6 CONCLUSIONS

El present estudi s'encarrega de comparar la resposta estructural pel que fa a desplaçaments laterals i esforços d'un edifici de formigó armat de pilars i llosa massissa sotmès a sol·licitacions sísmiques intenses segons dues vessants constructives dúctils: amb braços de travat dissipadors d'energia i amb pantalles de travat dúctils.

Cal comentar, de tota manera, que malgrat els reforços que es puguin afegir, per autors com Barbat³⁶, els sistemes de pilars i llosa massissa no són recomanats pel seu ús en zones sísmiques per la seva gran dificultat en aconseguir una bona transmissió dels esforços entre la llosa i el pilars i bons confinaments que assegurin comportaments dúctils. També s'ha de tenir en compte que és altament desitjable que les línies resistents d'una estructura sismorresistent siguin ortogonals i que els pilars siguin continus entre nivells i el compliment d'aquestes característiques minimitza un dels principals avantatges de l'ús de les lloses de formigó que és l'alt grau de llibertat de posicionament dels pilars per part del projectista.

L'estructura analitzada presenta altes característiques de regularitat pel que fa a la seva disposició geomètrica, uniformitat de les masses distribuïdes, no conté canvis bruscos de rigidesa, etc. i això la fa molt apte per a la bona resposta sísmica perquè el seu comportament és molt més previsible i, tot i tenir un comportament dúctil, se'n poden fer anàlisis aproximats força coherents utilitzant sistemes de càlcul estàtic lineals.

En aquest estudi els càlculs s'han realitzat mitjançant el programa d'elements finits SAP2000 simulant el sisme segons metodologia descrita a la Norma Sismorresistent Espanyola NCSE-02, concretament amb un anàlisi elàstic equivalent a partir del mètode simplificat de càlcul per a la cerca de les forces sísmiques equivalents.

Per a escollir la disposició dels elements rigiditzadors, pantalles dúctils i dissipadors, s'ha partit dels paràmetres de deformació lateral màxima definits a la NCSE-02 i això ha fet possible la comparació de dues tipologies estructurals amb una deformació horitzontal màxima enfront sisme gairebé equivalent. Per a poder aconseguir aquesta deformació gairebé equivalent s'han hagut de considerar unes pantalles dúctils molt grans per igualar el comportament del model amb braços dissipadors d'energia. Aquestes segurament serien inviables per qüestions estètiques, d'aprofitament de l'espai, etc. Altres possibles solucions per a igualar el comportament en deformació dels braços dissipadors d'energia seria col·locar les pantalles en nuclis interiors o estudiar pantalles més complexes amb orificis per a situar obertures. L'estructura amb braços dissipadors d'energia en principi és viable per qüestions estètiques per que la seva disposició en V invertida facilita la introducció de possibles obertures.

Pel que fa als resultats d'esforços obtinguts els del model amb braços dissipadors d'energia són bastant més desfavorables de cara al dimensionat dels pilars. No s'ha d'oblidar que les pantalles de travat realitzen molt d'esforç resistent de forma independent als pilars com a part principal de l'estructura, que aguanta per exemple càrregues gravitatòries, i que els braços dissipadors d'energia s'encarreguen més aviat d'absorbir energia deguda a les forces d'origen sísmic mitjançant el fenomen de la dissipació energètica i que

³⁶ BARBAT, A.H.; VIELMA, J.C.; OLLER, S.; *Monografía 5: Confinamiento y ductilidad de los edificios de hormigón armado*. IPAC, A.I.E

desemboquen els seus esforços directament als pilars. En aquest sentit també es pot afirmar que amb uns càlculs lineals i elàstics també és difícil modelitzar correctament aquests braços dissipadors i caldria fer-ne un estudi més exhaustiu tenint en compte el seu comportament plàstic per a modelar-los millor.

Un cop assimilats els resultats obtinguts per aquest estudi seria molt necessari continuar estudiant aquestes tipologies estructurals mitjançant simulacions més fidedignes com podria ser avaluant la resposta estructural mitjançant un càlcul estàtic no lineal, com el conegut com a pushover analysis, amb el qual se sotmet l'estructura a un patró de forces laterals representatives de l'acció sísmica i es van incrementant fins que el col·lapse estructural es produeix.

Probablement també caldria millorar la forma en que estimem el període fonamental de les estructures, que en aquest estudi s'ha realitzat mitjançant unes fórmules empíriques aportades per la NCSE-02, que comparades amb els períodes estimats mitjançant d'altres sistemes, com les calculades pel programa SAP2000, semblen ser bastant conservadores.

També seria adequat millorar el sistema de simulació de la fissura en les seccions de formigó. En aquest estudi hem reduït les propietats per igual a la meitat del seu rendiment però convindria fer un estudi més intensiu d'aquest fenomen com podria ser mitjançant un model de plasticitat isòtropa amb variables de dany associades al nivell de fissuració de cada punt, tal i com planteja Oliver³⁷.

De cara a l'elecció i/o comparació dels dos sistemes i de la futura posada en pràctica faria falta realitzar pressuposts detallats sobre el cost de les dues opcions en les seves múltiples disposicions, tenir en compte al detall els detalls constructius, analitzar possibles complicacions ,... Informacions que, a hores d'ara i amb el material obtingut en aquest treball, encara queden molt llunyanes. De tota manera, tal i com s'ha pogut comprovar en la realització d'aquest estudi quan amb una mateixa quantitat d'elements dissipadors gairebé erem capaços de doblar-ne el rendiment només variant-ne la posició, el treball previ que afectaria directament al disseny preconceptual de l'edifici és de gran importància. Evidentment, és molt important en qualsevol projecte estructural però encara ho és més quan el projecte va destinat a una zona de sismicitat elevada ja que la possibilitat d'aconseguir una resposta estructural més fiable, més segura i més econòmica depenen en gran manera d'un conjunt de decisions prèvies i de l'experiència i sentit comú del projectista, la importància de les quals augmenta en relació a la complexitat dels fenòmens tractats.

Núria Masferrer i Nicolau
dilluns, 17 / gener / 2011

³⁷ OLIVER, J.. *Monografía CIMNE Nº15: Modelado de la Fisuración en Estructuras de Hormigón. Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería. Gener 1993*

7 RELACIÓ DE DOCUMENTS

DOC 1: Memòria i annexos

Memòria

Annex A: Càlculs

Annex B: Procés de modelitzat amb SAP2000

DOC 2: Pressupost

8 BIBLIOGRAFIA

- Agencia Estatal Boletín Oficial del Estado. BOE 244/2002. Real Decret 997/2002. Norma de Construcción Sismorresistente NCSE-02. [en línia] [data consulta 26-06-10] <<http://www.fomento.es/NR/rdonlyres/6274AD2E-2F21-4657-BEF7-1A473EACC268/70467/NormaNCSE02BOE.pdf>>
- ARROYO PORTERO, J.C. [et al] Números Gordos en el Proyecto de Estructuras. Cinter Divulgación Técnica, S.L.L. 2a edició setembre 2009
- BARBAT, A.H.;VIELMA, J.C.;OLLER,S.; Monografía 5: Confinamiento y ductilidad de los edificios de hormigón armado. IPAC, A.I.E
- CALAVERA RUIZ, J. Proyecto y calculo de estructuras de hormigón armado para edificios. INTEMAC EDICIONES 2a edició 1991
- Computers and Structures, Inc. Support. Watch&Learn. SAP2000 [en línia] [data consulta 26-06-10] <www.csiberkeley.com/support_watch&learn.html>
- Critical Assessment of Interstory Drift Measurements. ASCE American Society of Civil Engineers [en línia] [data consulta 01-12-10] <[http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0000255](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000255)>
- EUROCÓDIGO 2 PROYECTO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN //UNE-ENV 1992-1-6 ABRIL 1996//AENOR
- EUROCÓDIGO 8 DISPOSICIONES PARA EL PROYECTO DE ESTRUCTURAS SISMORRESISTENTES (NORMA EUROPEA EXPERIMENTAL). //UNE-ENV 1998-5 MARÇ 1998//AENOR
- JURADO,J.A. [et al] Ejemplos resueltos de cálculo de estructuras con el programa SAP2000. Tórculo Edicions, S.L. 1a edició 2008
- MEDINA SÁNCHEZ, E. Construcción de estructuras de hormigón armado Edificación. Delta, Publicaciones Universitarias. 1a edición 2007
- MINISTERI DE FOMENT. Instrucción de Hormigón Estructural EHE-08. Centro de Publicaciones Secretaría General Técnica Ministerio de Fomento. 2a edició febrer 2009
- OLIVER, J.. Monografía CIMNE N°15: Modelado de la Fisuración en Estructuras de Hormigón. Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería. Gener 1993
- PARK, R. i PAULAY, T. Estructuras de concreto reforzado. Editorial Limusa, S.A. 1a edició, 6a reimpressió 1991

9 GLOSSARI

a_b	Acceleració sísmica bàsica
a_c	Acceleració sísmica de càlcul
b	Longitud de la base de l'edifici
c	Cara del pilar
c_e	Coeficient d'exposició
c_p	Coeficient eòlic o de pressió
d_k	Desplaçament relatiu entre el cap i els peu dels suports de la planta k
d_r	Desplaçament de càlcul entre plantes
f_{cd}	Resistència de càlcul del formigó
f_{ck}	Resistència característica del formigó
g	Acceleració de la gravetat
g'	Càrregues permanents
h	Gruix de la llosa
$h_{e,k}$	Altura entre plantes de la planta k
h_k	Altura sobre rasant de la planta k
h_p	Altura del pilar
m_k	Massa de la planta k
n	Nombre de plantes sobre rasant
q'	Sobrecàrregues
q_b	Pressió dinàmica del vent
q_e	Pressió estàtica del vent
s_{ik}	Coeficient sísmic corresponent al mode de vibració i per la planta k
u	Desplaçament lineal post-elàstic
u_e	Desplaçament lineal equivalent, calculat en règim elàstic
v_b	Valor bàsic de la velocitat del vent
A	Àrea tributària del pilar
$A_{E,k}$	Valor característic de l'acció sísmica.
A_{SAP}	Àrea de l'element tipus barra modelitzat al SAP2000
B	Dimensió de les pantalles de travat o dels plans triangulats
C	Coeficient del terreny
E_d	Valor de càlcul de l'efecte de les accions

$E_{d, dst}$	Valor de càlcul de l'efecte de les accions desestabilitzadores
$E_{d, stb}$	Valor de càlcul de l'efecte de les accions estabilitzadores
E_{SAP}	Mòdul elàstic de l'element tipus barra modelitzat al SAP2000
F_{ik}	Força sísmica equivalent corresponent al mode de vibració i per la planta k
F_k	Força sísmica equivalent que afecta a la planta k
$F_{k, diss}$	Força per la qual plastifica un dissipador de la planta k
$G_{k, j}$	Valor característic de les accions permanents
H	Altura de l'edifici sobre rasant
K	Coeficient de distribució
K_{SAP}	Rigidesa de l'element tipus barra modelitzat al SAP2000
L_B	Longitud bàsica de l'element tipus barra modelitzat al SAP2000
L	Llum entre pilars [m]
N_c	Capacitat resistent del formigó
N_k	Axial característic
P_k	Pes corresponent a la massa de la planta k
$Q_{k, 1}$	Valor característic de l'acció variable determinant
V_k	Tallant sísmic equivalent de la planta k
R_d	Valor de càlcul de la resistència corresponent
S	Coeficient d'amplificació del terreny
T	Període propi de l'oscil·lador
T_A	Període característic de l'espectre de resposta
T_A	Període característic de l'espectre de resposta
T_F	Període fonamental de l'estructura
V_k	Tallant combinat corresponent a la planta k
$\alpha(T)$	Valor de l'espectre normalitzat de resposta elàstica
α_i	Coeficient de valor corresponent al mode de vibració i
α_k	Angle d'inclinació del braç dissipador a la planta k
β	Coeficient de resposta
β'	Coeficient dependent de les condicions de contorn
γ_A	Coeficient parcial de seguretat per accions accidentals
γ_c	Coeficient parcial de seguretat del formigó

γ_G	Coeficient parcial de seguretat per accions permanents
γ_Q	Coeficient parcial de seguretat per accions variables
δ	Densitat de l'aire general
η_{ik}	Factor de distribució corresponent al mode de vibració i per la planta k
λ	Esveltesa mecànica
ρ	Coeficient adimensional de risc
μ	Coeficient de comportament per ductilitat
ν	Factor de modificació de l'espectre de resposta en funció de l'amortiment
ν'	Factor de reducció que té en compte el menor període de retorn del terratrèmol (EC-8)
Φ_{ik}	Coeficient de forma corresponent a mode de vibració i per la planta k
ψ_o	Factor de combinació
$\psi_{0,i}Q_{k,i}$	Valor representatiu de combinació de les accions variables concomitants.
ψ_2	Factor quasi-permanent
$\psi_{2,i}Q_{k,i}$	Valor representatiu quasi-permanent de les accions variables amb l'acció accidental

ANNEX A: CÀLCULS

A.1 Desenvolupament del càlcul de les càrregues de vent (Apartat 2.4.3)

En aquest apartat s'amplia la informació continguda a l'Apartat 2.4.3 Accions variables: Càrregues de vent segons CTE-SE-AE.

Aplicant l'Equació 4, es troba que el valor bàsic de la pressió dinàmica del vent, q_b , és de $4,14 \text{ KN/m}^2$.

$$q_b = 0,5 \cdot \delta \cdot v_b^2 = 0,5 \cdot 0,012 \cdot 26^2 = 4,14 \text{ KN/m}^2$$

Aplicant l'Equació 5, es troba que el valor d'esveltesa per l'edifici estudiat és de 1,21.

$$esveltesa = \frac{29}{24} = 1,21[-]$$

Per a facilitar la introducció d'aquestes dades al programa SAP2000, tal i com s'esmenta a la memòria, es converteixen les càrregues distribuïdes descrites a la Taula 6 en càrregues lineals aplicades al centre de l'eix dels pilars de forma longitudinal.

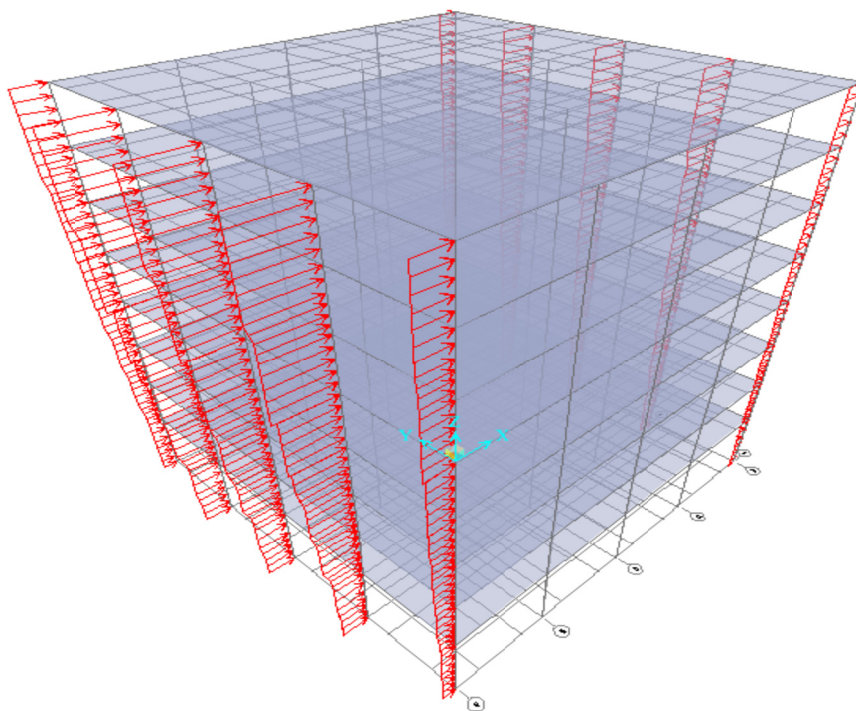


Figura 94 Càrregues lineals de vent en la direcció x aplicades als pilars

Per fer-ho es multiplica el valor de la càrrega distribuïda per la longitud transversal tributària que en el cas dels pilars de cantonada és de 3m i en el cas dels pilars centrals és de 6m.

h[m]	Pilars centrals		Pilars cantonada	
	q_e pressió [KN/m]	q_e succió [KN/m]	q_e pressió [KN/m]	q_e succió [KN/m]
0	25,84	-19,38	12,92	-9,69
1	25,84	-19,38	12,92	-9,69
2	25,84	-19,38	12,92	-9,69
3	25,84	-19,38	12,92	-9,69
4	27,82	-20,87	13,91	-10,43
5	27,82	-20,87	13,91	-10,43
6	27,82	-20,87	13,91	-10,43
7	33,79	-25,34	16,89	-12,67
8	33,79	-25,34	16,89	-12,67
9	33,79	-25,34	16,89	-12,67
10	37,76	-28,32	18,88	-14,16
11	37,76	-28,32	18,88	-14,16
12	37,76	-28,32	18,88	-14,16
13	41,74	-31,30	20,87	-15,65
14	41,74	-31,30	20,87	-15,65
15	41,74	-31,30	20,87	-15,65
16	43,72	-32,79	21,86	-16,40
17	43,72	-32,79	21,86	-16,40
18	43,72	-32,79	21,86	-16,40
19	47,70	-35,77	23,85	-17,89
20	47,70	-35,77	23,85	-17,89
21	47,70	-35,77	23,85	-17,89
22	47,70	-35,77	23,85	-17,89
23	47,70	-35,77	23,85	-17,89
24	47,70	-35,77	23,85	-17,89
25	51,67	-38,76	25,84	-19,38
26	51,67	-38,76	25,84	-19,38
27	51,67	-38,76	25,84	-19,38
28	51,67	-38,76	25,84	-19,38
29	51,67	-38,76	25,84	-19,38

Taula 15 Valors de la càrrega lineal de vent aplicada als pilars

A.2 Desenvolupament del càlcul de les càrregues sísmiques (Apartat 2.4.6)

En aquest apartat s'amplia la informació continguda a l'Apartat 2.4.6 Accions accidentals: Càrregues sísmiques segons NCSE-02.

Càlcul de l'acceleració sísmica de càlcul

Aplicant l'Equació 7, es troba que el coeficient d'amplificació del terreny, S , és de 1,09.

$$S = \frac{1,45}{1,25} + 3,33 \left(1 \cdot \frac{0,23g}{g} - 0,1 \right) \left(1 - \frac{1,45}{1,25} \right) = 1,09 [-]$$

Aplicant l'Equació 6, es troba que l'acceleració sísmica de càlcul, a_c , és de 0,25g m/s².

$$a_c = 1,09 \cdot 1 \cdot 0,23g = 0,25g [m/s^2]$$

Càlcul de l'espectre normalitzat de resposta

Aplicant l'Equació 9, es troba que el període característic de l'espectre de resposta, T_A , és de 0,145 segons.

$$T_A = K \cdot C / 10 = 1 \cdot 1,45 / 10 = 0,145[s]$$

Aplicant l'Equació 10, es troba que el període característic de l'espectre de resposta, T_B , és de 0,58 segons.

$$T_B = K \cdot C / 2,5 = 1 \cdot 1,45 / 2,5 = 0,58[s]$$

Aplicant l'Equació 11, obtenim que pel cas d'estructura sense enrigidir el període fonamental de l'oscil·lador, T , és de 0,72 s.

$$T = T_F = 0,09 \cdot n = 0,09 \cdot 8 = 0,72[s]$$

Aplicant l'Equació 12, obtenim que pel cas d'estructura amb pantalles dúctils el període fonamental de l'oscil·lador, T , és de 0,51 s.

$$T = T_F = 0,07 \cdot n \sqrt{H / (B + H)} = 0,07 \cdot 8 \sqrt{30 / (6 + 30)} = 0,51[s]$$

Aplicant l'Equació 13, obtenim que pel cas d'estructura amb dissipadors energètics el període fonamental de l'oscil·lador és de 0,62 s.

$$T = T_F = 0,085 \cdot n \sqrt{H / (B + H)} = 0,085 \cdot 8 \sqrt{30 / (6 + 30)} = 0,62[s]$$

D'on es coneixen:

$$n = 8[-]$$

$$H = 30m$$

$$B = 6m$$

Per tant:

$$T = T_F = 0,09 \cdot n = 0,09 \cdot 8 = 0,72s$$

$$T = T_F = 0,07 \cdot n \sqrt{H / (B + H)} = 0,07 \cdot 8 \sqrt{30 / (6 + 30)} = 0,51s$$

$$T = T_F = 0,085 \cdot n \sqrt{H / (B + H)} = 0,085 \cdot 8 \sqrt{30 / (6 + 30)} = 0,62s$$

El gràfic de l'espectre de resposta elàstica de la Figura 2 de la memòria s'obté a partir de les següents dades:

T [s]	α (T)	T [s]	α (T)
0,00	1,00	1,05	1,38
0,05	1,52	1,10	1,32
0,10	2,03	1,15	1,26
0,15	2,50	1,20	1,21
0,20	2,50	1,25	1,16
0,25	2,50	1,30	1,12
0,30	2,50	1,35	1,07
0,35	2,50	1,40	1,04
0,40	2,50	1,45	1,00
0,45	2,50	1,50	0,97
0,50	2,50	1,55	0,94
0,55	2,50	1,60	0,91
0,60	2,42	1,65	0,88
0,65	2,23	1,70	0,85
0,70	2,07	1,75	0,83
0,75	1,93	1,80	0,81
0,80	1,81	1,85	0,78
0,85	1,71	1,90	0,76
0,90	1,61	1,95	0,74
0,95	1,53	2,00	0,73
1,00	1,45	2,05	0,71

Taula 16 Dades per a la realització del gràfic de l'espectre de resposta (Figura 2)

Determinació de les masses relacionades amb el càlcul

La superfície en planta considerada és de 576 m² i la massa considerada pel formigó armat de 24,5 KN/m³.

Les masses considerades en el càlcul de les càrregues sísmiques, en funció del model estructural estudiat, són les següents:

Planta	Càrregues permanents (CP) [KN]	Sobrecàrrega d'ús (S. Ús) [KN/m ²]	Factor de minoració (S. Ús) [-]	Sobrecàrrega d'ús minorada [KN/m ²]	P_k [KN]
PB	5724,22	5,00	0,60	1728,00	7452,22
P1	5724,22	2,00	0,60	691,20	6415,42
P2	5724,22	2,00	0,60	691,20	6415,42
P3	5724,22	2,00	0,60	691,20	6415,42
P4	5724,22	2,00	0,60	691,20	6415,42
P5	5724,22	2,00	0,60	691,20	6415,42
P6	5724,22	2,00	0,60	691,20	6415,42
P7	5724,22	2,00	0,60	691,20	6415,42
PC	5724,22	5,00	0,60	1728,00	7452,22

Taula 17 Relació de masses del model sense enrigidir

Planta	Càrregues permanents (CP) [kN]	Sobrecàrrega d'ús (S. Ús) [kN/m ²]	Factor de minoració (S. Ús) [-]	Sobrecàrrega d'ús minorada [kN/m ²]	P_k [kN]
PB	6067,30	5,00	0,60	1728,00	7795,30
P1	6067,30	2,00	0,60	691,20	6758,50
P2	6067,30	2,00	0,60	691,20	6758,50
P3	6067,30	2,00	0,60	691,20	6758,50
P4	6067,30	2,00	0,60	691,20	6758,50
P5	6067,30	2,00	0,60	691,20	6758,50
P6	6067,30	2,00	0,60	691,20	6758,50
P7	6067,30	2,00	0,60	691,20	6758,50
PC	6067,30	5,00	0,60	1728,00	7795,30

Taula 18 Relació de masses del model amb pantalles

Planta	Càrregues permanents (CP) [kN]	Sobrecàrrega d'ús (S. Ús) [kN/m ²]	Factor de minoració (S. Ús) [-]	Sobrecàrrega d'ús minorada [kN/m ²]	P_k [kN]
PB	5780,84	5,00	0,60	1728,00	7508,84
P1	5780,84	2,00	0,60	691,20	6472,04
P2	5780,84	2,00	0,60	691,20	6472,04
P3	5780,84	2,00	0,60	691,20	6472,04
P4	5780,84	2,00	0,60	691,20	6472,04
P5	5780,84	2,00	0,60	691,20	6472,04
P6	5780,84	2,00	0,60	691,20	6472,04
P7	5780,84	2,00	0,60	691,20	6472,04
PC	5780,84	5,00	0,60	1728,00	7508,84

Taula 19 Relació de masses del model amb dissipadors

Determinació de les forces sísmiques equivalents

Aplicant l'Equació 16 per les tres vessants constructives analitzades pel primer mode de vibració obtenim els següents valors de coeficient de valor:

Cas estructura sense enrigidir ($T_1=0,72s$, $T_B=0,58s$) $\Rightarrow \alpha_1 = 2,5 \cdot (0,58/0,72) = 2,01$

Cas estructura amb pantalles ($T_1=0,51s$, $T_B=0,58s$) $\Rightarrow \alpha_1 = 2,5$

Cas estructura amb dissipadors ($T_1=0,62s$, $T_B=0,58s$) $\Rightarrow \alpha_1 = 2,5 \cdot (0,58/0,62) = 2,34$

Aplicant l'Equació 17 es troba que el coeficient de resposta, β , per les tres vessants constructives estudiades pren els següents valors:

Cas estructura sense enrigidir $\mu = 2 \Rightarrow \beta = \frac{\nu}{\mu} = \frac{1}{2} = 0,5 [-]$

Cas estructura amb pantalles $\mu = 4 \Rightarrow \beta = \frac{\nu}{\mu} = \frac{1}{4} = 0,25 [-]$

Cas estructura amb dissipadors $\mu = 4 \Rightarrow \beta = \frac{\nu}{\mu} = \frac{1}{4} = 0,25 [-]$

Aplicant les Equacions 18 i 19, es troba respectivament el factor de distribució, η_{1k} , i el coeficient de forma, Φ_{1k} , tal i com es pot veure a les següents taules:

Planta	h_k	Φ_{1k}	$m_k \cdot \Phi_{1k}$	$m_k \cdot \Phi_{1k}^2$	η_{1k}
PB	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
P1	4,55	0,24	151,40	35,73	0,29
P2	8,05	0,41	262,47	107,38	0,51
P3	11,55	0,57	364,76	207,39	0,71
P4	15,05	0,71	454,82	322,45	0,88
P5	18,55	0,83	529,66	437,29	1,02
P6	22,05	0,91	586,76	536,65	1,13
P7	25,55	0,97	624,21	607,34	1,21
PC	29,05	1,00	744,30	743,38	1,24
Σ			3.718,37	2997,61	-

Taula 20 Dades referents al càlcul del factor de distribució en el model sense enrigidir

Planta	h_k	Φ_{1k}	$m_k \cdot \Phi_{1k}$	$m_k \cdot \Phi_{1k}^2$	η_{1k}
PB	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
P1	4,55	0,24	159,49	37,64	0,29
P2	8,05	0,41	276,51	113,13	0,51
P3	11,55	0,57	384,26	218,48	0,71
P4	15,05	0,71	479,15	339,69	0,88
P5	18,55	0,83	557,99	460,68	1,02
P6	22,05	0,91	618,14	565,35	1,13
P7	25,55	0,97	657,59	639,82	1,21
PC	29,05	1,00	778,57	777,60	1,24
Σ			3.911,68	3.152,38	-

Taula 21 Dades referents al càlcul del factor de distribució en el model amb pantalles

Planta	h_k	Φ_{1k}	$m_k \cdot \Phi_{1k}$	$m_k \cdot \Phi_{1k}^2$	η_{1k}
PB	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
P1	4,55	0,24	152,73	36,04	0,29
P2	8,05	0,41	264,79	108,33	0,51
P3	11,55	0,57	367,98	209,22	0,71
P4	15,05	0,71	458,84	325,30	0,88
P5	18,55	0,83	534,34	441,15	1,02
P6	22,05	0,91	591,94	541,39	1,13
P7	25,55	0,97	629,72	612,70	1,21
PC	29,05	1,00	749,96	749,03	1,24
Σ			3.750,28	3.023,15	-

Taula 22 Dades referents al càlcul del factor de distribució en el model amb dissipadors

Aplicant l'Equació 15 es troba el coeficient sísmic adimensional, S_{1k} , i a posteriori, aplicant l'Equació 14 es troba la força sísmica estàtica equivalent, F_{1k} . El tallant equivalent per planta es troba a partir de l'Equació 25.

Planta	s_{1k}	F_{1k}	V_{1k}
PB	0,00	0,00	11651,56
P1	0,07	474,41	11651,56
P2	0,13	822,46	11177,15
P3	0,18	1142,97	10354,69
P4	0,22	1425,20	9211,73
P5	0,26	1659,70	7786,53
P6	0,29	1838,61	6126,84
P7	0,30	1955,95	4288,22
PC	0,31	2332,27	2332,27

Taula 23 Valors del coeficient sísmic adimensional, de la força i tallant sísmic equivalents en el model no enrigidit

Planta	s_{1k}	F_{1k}	V_{1k}
PB	0,00	0,00	7610,55
P1	0,05	310,31	7610,55
P2	0,08	537,97	7300,24
P3	0,11	747,62	6762,27
P4	0,14	932,23	6014,65
P5	0,16	1085,61	5082,43
P6	0,18	1202,64	3996,81
P7	0,19	1279,40	2794,17
PC	0,19	1514,77	1514,77

Taula 24 Valors del coeficient sísmic adimensional, de la força i tallant sísmic equivalents en el model amb pantalles

Planta	s_{1k}	F_{1k}	V_{1k}
PB	0,00	0,00	6815,60
P1	0,04	277,57	6815,60
P2	0,07	481,22	6538,03
P3	0,10	668,74	6056,81
P4	0,13	833,87	5388,07
P5	0,15	971,08	4554,20
P6	0,17	1075,76	3583,12
P7	0,18	1144,42	2507,35
PC	0,18	1362,94	1362,94

Taula 25 Valors del coeficient sísmic adimensional, de la força i tallant sísmic equivalents en el model amb dissipadors

Desplaçaments amb càlcul estàtic segon ordre

Aplicant l'Equació 23 es fa la comprovació per saber si s'han de tenir en compte els efectes de segon ordre.

Planta	$0,10 \cdot V_k \cdot h_{e,k}$	$P_k \cdot d_k < 0,10 \cdot V_k \cdot h_{e,k} ?$	u_e	μ	u	d_k	P_k	$h_{e,k}$
P1	5301,46	No compleix	0,14	2,00	0,00	0,28	59812,34	4,55
P2	4078,04	No compleix	0,29	2,00	0,28	0,30	52360,13	3,50
P3	3912,00	No compleix	0,45	2,00	0,58	0,32	45944,71	3,50
P4	3624,14	No compleix	0,59	2,00	0,89	0,29	39529,30	3,50
P5	3224,10	No compleix	0,73	2,00	1,18	0,28	33113,88	3,50
P6	2725,29	No compleix	0,84	2,00	1,46	0,23	26698,46	3,50
P7	2144,39	No compleix	0,94	2,00	1,69	0,20	20283,05	3,50
PC	1500,88	No compleix	1,00	2,00	1,88	0,11	13867,63	3,50

Taula 26 Dades per la comprovació dels efectes de 2n ordre en el model no enrigidit

Planta	$0,10 \cdot V_k \cdot h_{e,k}$	$P_k \cdot d_k < 0,10 \cdot V_k \cdot h_{e,k} ?$	u_e	μ	u	d_k	P_k	$h_{e,k}$
P1	3462,80	Compleix	0,001	4,00	0,00	0,01	62900,06	4,55
P2	2663,69	Compleix	0,003	4,00	0,01	0,01	55104,76	3,50
P3	2555,08	Compleix	0,006	4,00	0,01	0,01	48346,27	3,50
P4	2366,79	Compleix	0,008	4,00	0,02	0,01	41587,77	3,50
P5	2105,13	Compleix	0,011	4,00	0,03	0,01	34829,28	3,50
P6	1778,85	Compleix	0,014	4,00	0,05	0,01	28070,78	3,50
P7	1398,88	Compleix	0,018	4,00	0,06	0,01	21312,29	3,50
PC	977,96	Compleix	0,020	4,00	0,07	0,01	14553,79	3,50

Taula 27 Dades per la comprovació dels efectes de 2n ordre en el model amb pantalles

Planta	$0,10 \cdot V_k \cdot h_{e,k}$	$P_k \cdot d_k < 0,10 \cdot V_k \cdot h_{e,k} ?$	u_e	μ	u	d_k	P_k	$h_{e,k}$
P1	3101,10	Compleix	0,004	4,00	0,01	0,01	60321,98	4,55
P2	2385,46	Compleix	0,008	4,00	0,03	0,02	52813,14	3,50
P3	2288,31	Compleix	0,012	4,00	0,05	0,02	46341,09	3,50
P4	2119,88	Compleix	0,016	4,00	0,07	0,02	39869,05	3,50
P5	1885,82	Compleix	0,020	4,00	0,08	0,01	33397,01	3,50
P6	1593,97	Compleix	0,024	4,00	0,10	0,02	26924,97	3,50
P7	1254,09	Compleix	0,028	4,00	0,11	0,01	20452,93	3,50
PC	877,57	Compleix	0,030	4,00	0,12	0,01	13980,88	3,50

Taula 28 Dades per la comprovació dels efectes de 2n ordre en el model amb dissipadors

A.3 Predimensionat general de l'estructura (Apartat 3.1.4)

En aquest apartat s'amplia la informació continguda a l'Apartat 3.1.4 Predimensionat general de l'estructura.

D'on coneixem:

$$A = 6 \cdot 6 = 36 m^2$$

$$f_{cd} = 25000 KN / m^2$$

A partir de l'Equació 29, es troba l'axial característic, N_k i a partir de l'Equació 30 es troba l'axial de càlcul, N_d , tal com es pot veure a la taula següent:

Planta	h_p [m]	g' [KN/m ²]	q' [KN/m ²]	N_k [KN]	N_d [KN]
P7-PC	3,50	9,35	2,00	552,60	994,68
P6-P7	3,50	9,35	2,00	961,20	1730,16
P5-P6	3,50	9,35	2,00	1369,80	2465,64
P4-P5	3,50	9,35	2,00	1778,40	3201,12
P3-P4	3,50	9,35	2,00	2187,00	3936,60
P2-P3	3,50	9,35	2,00	2595,60	4672,08
P1-P2	3,50	9,35	2,00	3004,20	5407,56
PB-P1	4,55	9,35	5,00	3412,80	6143,04

Taula 29 Valors pel càlcul de l'axial característic i l'axial de càlcul utilitzats en el predimensionat de pilars

A.4 Proposta estructural amb pantalles dúctils (Apartat 3.2)

El gràfic del Interstory drift de la Figura 10 es realitza a partir de les següents dades, extretes del SAP per la combinació sísmica 'ELU5' i per un gruix de mur pantalla de 0,25m.

Planta	H entreplanta [m]	H absoluta	Interstory drift [%]	u est	u
PB-P1	4,55	4,55	0,531956044	0,006051	0,024204
P1-P2	3,50	8,05	1,1424	0,016047	0,064188
P2-P3	3,50	11,55	1,497942857	0,029154	0,116616
P3-P4	3,50	15,05	1,740914286	0,044387	0,177548
P4-P5	3,50	18,55	1,894742857	0,060966	0,243864
P5-P6	3,50	22,05	1,9584	0,078102	0,312408
P6-P7	3,50	25,55	1,980342857	0,09543	0,38172
P7-PC	3,50	29,05	1,951885714	0,112509	0,450036

Taula 30 Model pantalles A (disposició per a ELU 5; gruix 0,25m)

Planta	H entreplanta [m]	H absoluta	Interstory drift [%]	u est	u
PB-P1	4,55	4,55	0,165362637	0,001881	0,007524
P1-P2	3,50	8,05	0,324571429	0,004721	0,018884
P2-P3	3,50	11,55	0,4152	0,008354	0,033416
P3-P4	3,50	15,05	0,478514286	0,012541	0,050164
P4-P5	3,50	18,55	0,517485714	0,017069	0,068276
P5-P6	3,50	22,05	0,534285714	0,021744	0,086976
P6-P7	3,50	25,55	0,537028571	0,026443	0,105772
P7-PC	3,50	29,05	0,527542857	0,031059	0,124236

Taula 31 Model pantalles B (disposició per a ELU 5; gruix 0,25m)

Planta	H entreplanta [m]	H absoluta	Interstory drift [%]	u est	u
PB-P1	4,55	4,55	0,116659341	0,001327	0,005308
P1-P2	3,50	8,05	0,208	0,003147	0,012588
P2-P3	3,50	11,55	0,259542857	0,005418	0,021672
P3-P4	3,50	15,05	0,294628571	0,007996	0,031984
P4-P5	3,50	18,55	0,315428571	0,010756	0,043024
P5-P6	3,50	22,05	0,322171429	0,013575	0,0543
P6-P7	3,50	25,55	0,321142857	0,016385	0,06554
P7-PC	3,50	29,05	0,310971429	0,019106	0,076424

Taula 32 Model pantalles C (disposició per a ELU 5; gruix 0,25m)

A.5 Proposta estructural amb dissipadors d'energia (Apartat 3.3)

El gràfic del Interstory drift de la Figura 13 es realitza a partir de les següents dades, extretes del SAP per la combinació sísmica 'ELU5'.

Planta	H entreplanta [m]	H absoluta	Interstory drift [%]	u est	u
PB-P1	4,55	4,55	0,613802198	0,006982	0,027928
P1-P2	3,50	8,05	1,373257143	0,018998	0,075992
P2-P3	3,50	11,55	1,709714286	0,033958	0,135832
P3-P4	3,50	15,05	1,911085714	0,05068	0,20272
P4-P5	3,50	18,55	2,065028571	0,068749	0,274996
P5-P6	3,50	22,05	2,070628571	0,086867	0,347468
P6-P7	3,50	25,55	2,051542857	0,104818	0,419272
P7-PC	3,50	29,05	1,8144	0,120694	0,482776

Taula 33 Model dissipadors A

Planta	H entreplanta [m]	H absoluta	Interstory drift [%]	u est	u
PB-P1	4,55	4,55	0,317098901	0,003607	0,014428
P1-P2	3,50	8,05	0,7152	0,009865	0,03946
P2-P3	3,50	11,55	0,870057143	0,017478	0,069912
P3-P4	3,50	15,05	0,9696	0,025962	0,103848
P4-P5	3,50	18,55	1,032914286	0,035	0,14
P5-P6	3,50	22,05	1,0376	0,044079	0,176316
P6-P7	3,50	25,55	1,014742857	0,052958	0,211832
P7-PC	3,50	29,05	0,900457143	0,060837	0,243348

Taula 34 Model dissipadors B

Planta	H entreplanta [m]	H absoluta	Interstory drift [%]	u est	u
PB-P1	4,55	4,55	0,31367033	0,003568	0,014272
P1-P2	3,50	8,05	0,584228571	0,00868	0,03472
P2-P3	3,50	11,55	0,671542857	0,014556	0,058224
P3-P4	3,50	15,05	0,722285714	0,020876	0,083504
P4-P5	3,50	18,55	0,754857143	0,027481	0,109924
P5-P6	3,50	22,05	0,745942857	0,034008	0,136032
P6-P7	3,50	25,55	0,7184	0,040294	0,161176
P7-PC	3,50	29,05	0,616228571	0,045686	0,182744

Taula 35 Model dissipadors C

Planta	H entreplanta [m]	H absoluta	Interstory drift [%]	u est	u
PB-P1	4,55	4,55	0,313758242	0,003569	0,014276
P1-P2	3,50	8,05	0,543542857	0,008325	0,0333
P2-P3	3,50	11,55	0,445714286	0,012225	0,0489
P3-P4	3,50	15,05	0,566057143	0,017178	0,068712
P4-P5	3,50	18,55	0,393371429	0,02062	0,08248
P5-P6	3,50	22,05	0,527885714	0,025239	0,100956
P6-P7	3,50	25,55	0,298057143	0,027847	0,111388
P7-PC	3,50	29,05	0,382857143	0,031197	0,124788

Taula 36 Model dissipadors D

A.6 Modelització dels dissipadors d'energia al SAP(Apartat 3.3.4)

En aquest apartat s'amplia la informació continguda a l'Apartat 3.3.4 Modelització dels dissipadors d'energia al SAP2000.

Planta	α [rad]	α [°]	L_B [m]	V_k [kN]	$F_{k,diss}$ [kN]	K_{EXP} [kN/m]
PB-P1	0,99	56,60	5,45	6.815,60	1.547,71	773.854,55
P1-P2	0,86	49,40	4,60	6.538,03	1.309,10	654.549,22
P2-P3	0,86	49,40	4,60	6.056,81	1.255,78	627.892,07
P3-P4	0,86	49,40	4,60	5.388,07	1.163,36	581.677,63
P4-P5	0,86	49,40	4,60	4.554,20	1.034,91	517.453,63
P5-P6	0,86	49,40	4,60	3.583,12	874,74	437.370,93
P6-P7	0,86	49,40	4,60	2.507,35	688,22	344.111,51
P7-PC	0,86	49,40	4,60	1.362,94	481,60	240.798,65

Taula 37 Dades per trobar rigidesa experimental dissipadors a partir del tallant sísmic per planta

Planta	K_{SAP} [kN/m]	E_{SAP} [kN/m ²]	$A_{SAP, inicial}$ [m ²]	$A_{SAP, final}$ [m ²]	Factor de modificació àrea [-]
PB-P1	773.854,55	199.999.999	0,0121	0,0211	1,743
P1-P2	654.549,22	199.999.999	0,0121	0,0151	1,244
P2-P3	627.892,07	199.999.999	0,0121	0,0144	1,194
P3-P4	581.677,63	199.999.999	0,0121	0,0134	1,106
P4-P5	517.453,63	199.999.999	0,0121	0,0119	0,98
P5-P6	437.370,93	199.999.999	0,0121	0,0101	0,831
P6-P7	344.111,51	199.999.999	0,0121	0,0079	0,654
PC	240.798,65	199.999.999	0,0121	0,0055	0,458

Taula 38 Dades per trobar el factor modificació de l'àrea per planta

ANNEX B: MODELITZACIÓ AMB SAP 2000

El càlcul d'esforços i deformacions de l'estructura es fa mitjançant el programa de càlcul SAP 2000 v14. En aquest annex es pot trobar una breu descripció del procediment seguit a la hora de crear els tres models independents en que està basat l'estudi comparatiu, o sigui, model no enrigidit, model amb pantalles i model amb dissipadors.

L'objectiu del present annex és transmetre informació relativa al procés de modelització per a poder reproduir els resultats obtinguts en aquest estudi per a posteriors ampliacions i/o d'altres anàlisis, així com aprofundir en el coneixement de les característiques dels models utilitzats.

B.1 ENTRADA DELS ELEMENTS CONSTRUCTIUS AL MODEL

B.1.1 Part comuna a tots els models

B.1.1.1 Lloses de forjat

La modelització de l'estructura es comença a partir de la plantilla per fer lloses del programa, seguint la ruta: 'File>New Model>Flat Slab', tal i com es pot veure a la Figura 95.

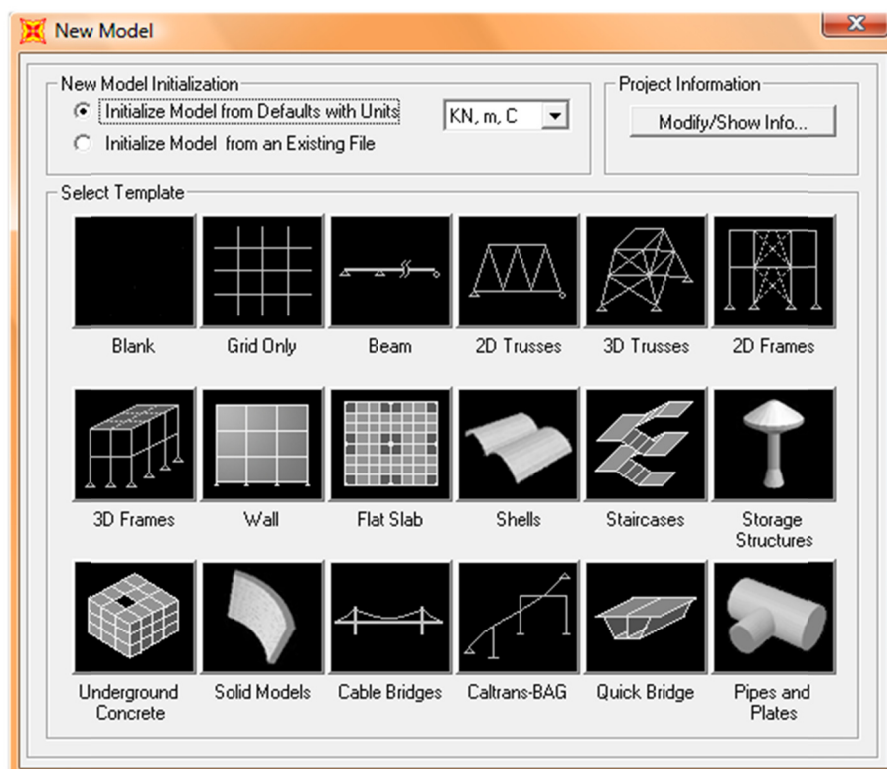


Figura 95 Índex de plantilles

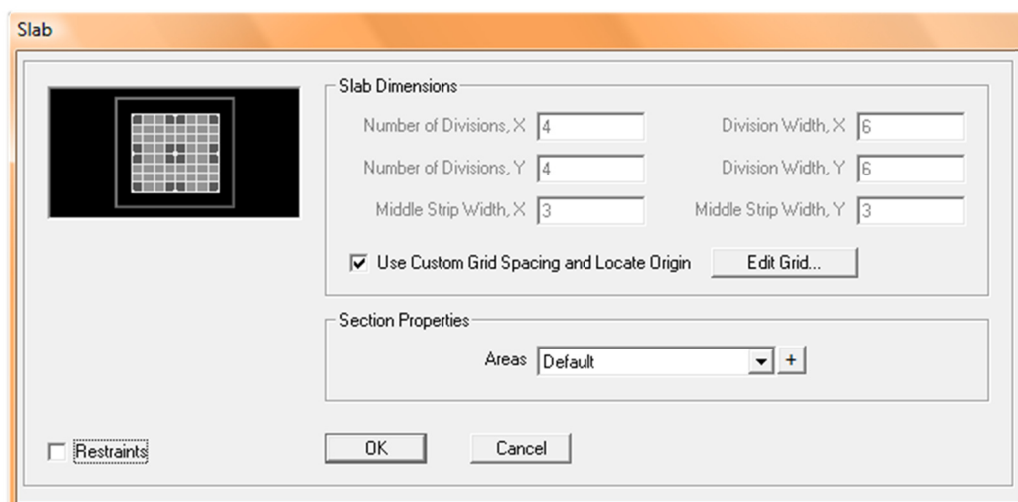


Figura 96 Pantalla de característiques per la creació d'una llosa de forjat

A la pantalla de la Figura 96, s'introdueixen les característiques del forjat. A l'apartat 'Section Properties' es crea un nou tipus de secció tipus placa que anomenarem 'Llosa 30', mitjançant el comando 'Add New Section' a partir de la pantalla de la Figura 97 i introduint les característiques del forjat que es poden veure a

la Figura 99. En el moment de definir la secció es clica damunt el botó 'Set Modifiers' per a modificar els valors de la rigidesa d'aquesta secció i tenir en compte l'efecte de la fissuració. Els valors introduïts són els que consten a la Figura 98.

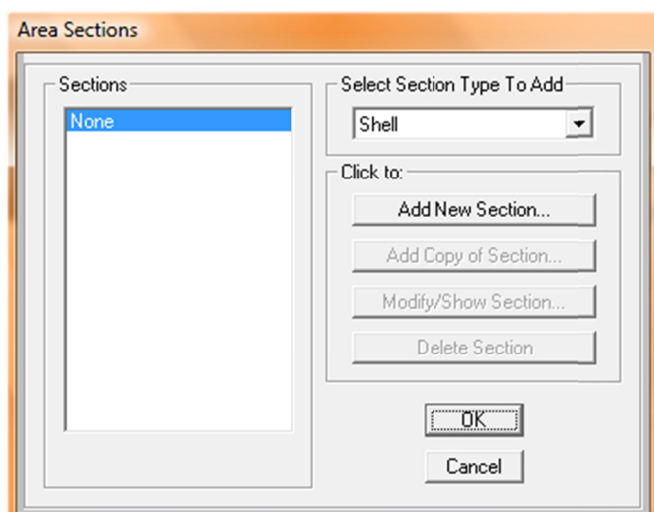


Figura 97 Pantalla general de característiques per la creació d'una secció tipus placa

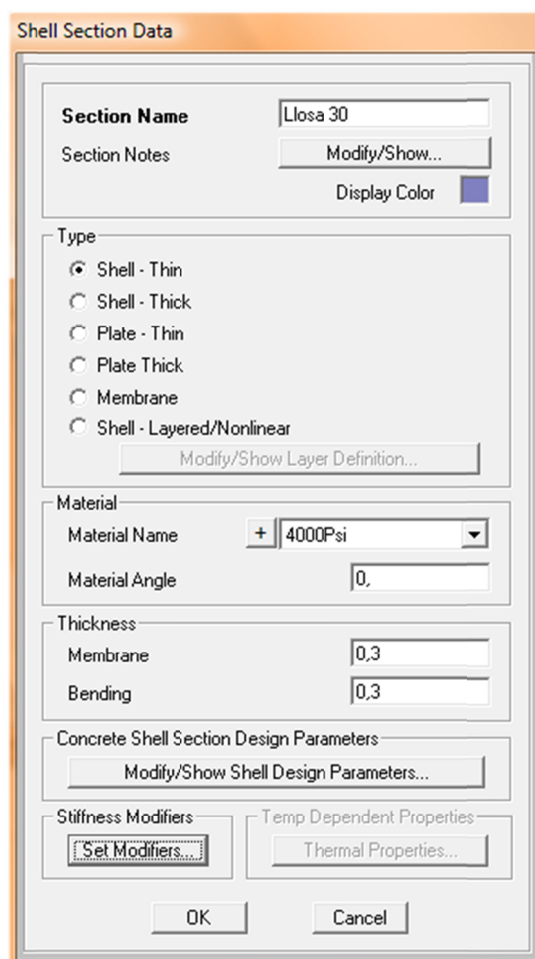


Figura 99 Pantalla de característiques per la creació d'una secció tipus placa

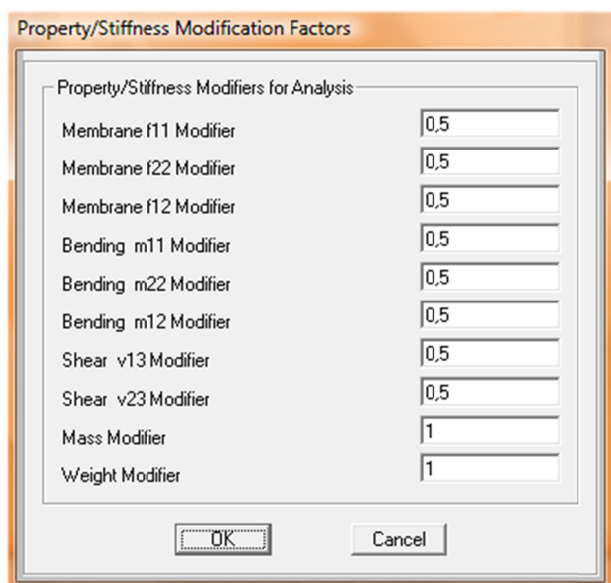


Figura 98 Pantalla de modificació de característiques de rigidesa d'una secció tipus placa

A posteriori, s'edita la reixeta de treball clicant damunt el botó 'Edit Grid', tal i com es pot veure a la Figura 100. Un cop acceptades les propietats introduïdes, es disposa d'un forjat a la cota Z=0m, que ens ha creat automàticament a partir d'elements tipus placa, amb els seus respectius eixos A-B-C-D-E en sentit X i 1-2-3-4-5 en sentit Y, tal i com es pot apreciar a la Figura 101.

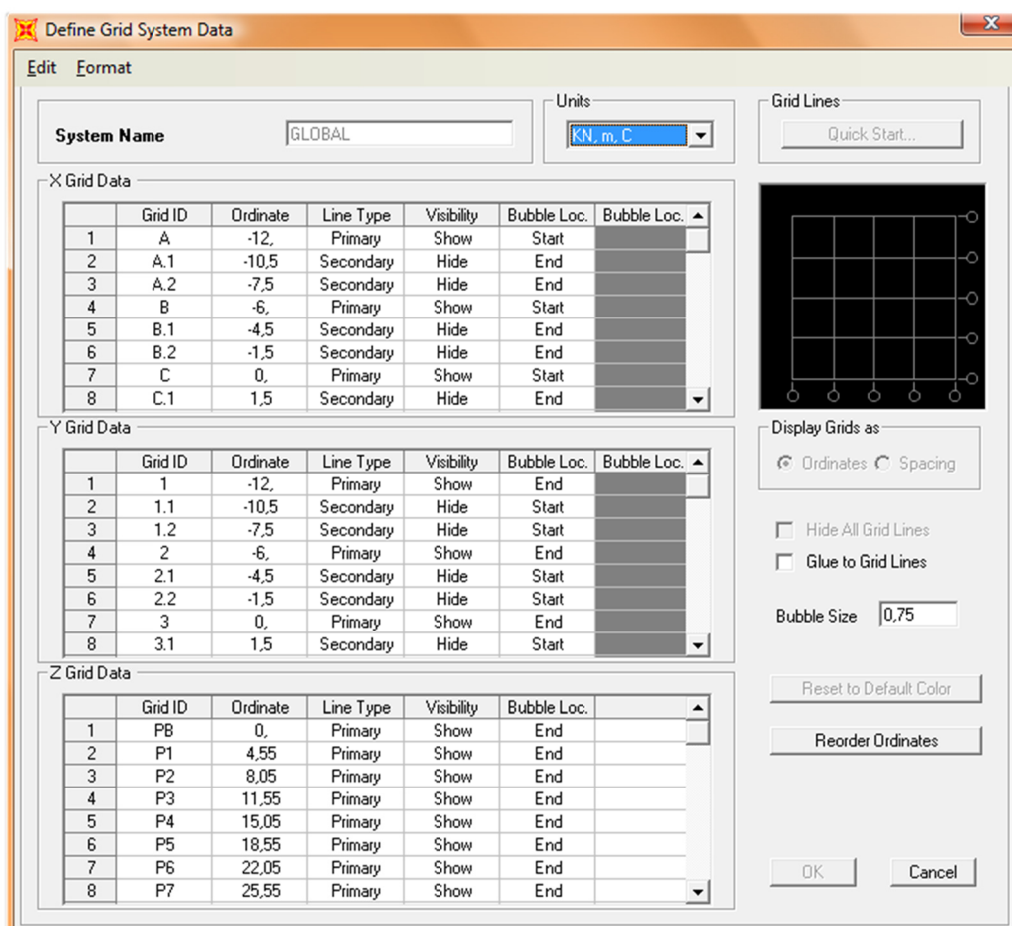


Figura 100 Pantalla de característiques del sistema d'eixos de treball

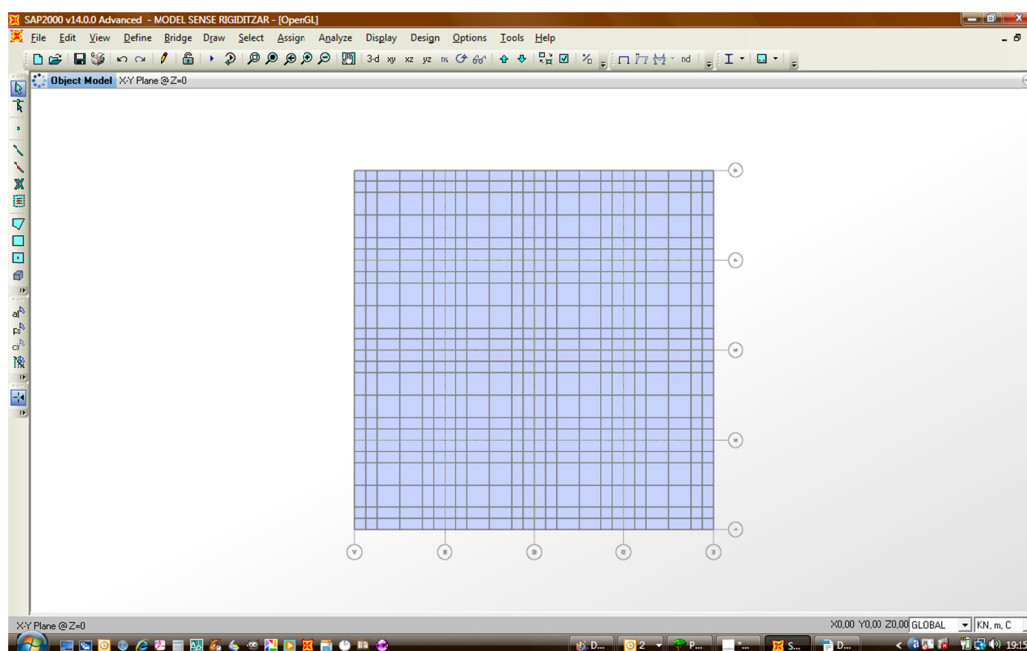


Figura 101 Pantalla de treball on es pot veure la llosa massissa i els eixos de coordenades

Es trasllada el forjat existent fins a la cota de planta primera, cota 4,55m positius en el sentit Z, ja que la llosa de fonamentació no serà analitzada en aquest estudi. Per fer-ho es selecciona el forjat i se li aplica el comando 'Move' que es pot trobar seguint la ruta: 'Edit>Move', tal i com es pot veure a la Figura 102. Abans de realitzar-hi els forats referents a les escales i ascensors es farà una còpia d'aquest forjat que es situarà a

planta coberta mitjançant el comando 'Replicate' que es troba seguint la ruta: 'Edit > Replicate', tal i com es pot veure a la Figura 103.

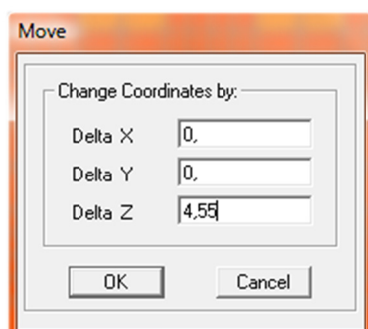


Figura 102 Pantalla de característiques pel desplaçament d'elements

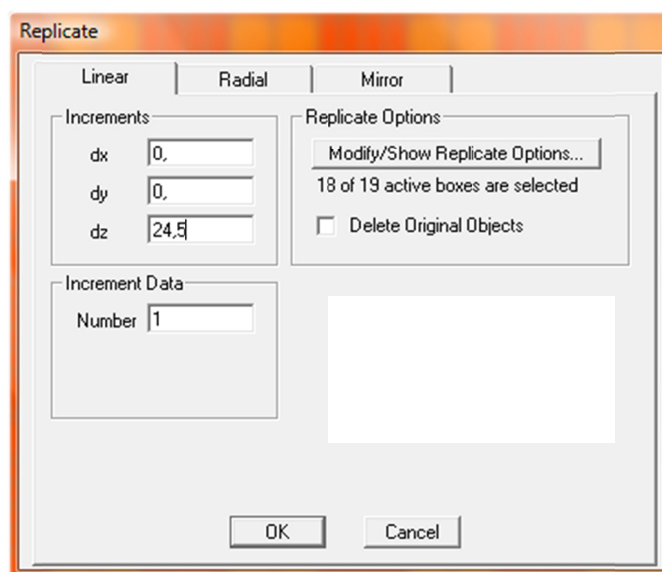


Figura 103 Pantalla de característiques per la còpia d'elements

A sobre el forjat de cota Z=4,55m, planta primera, es realitzaran els forats referents a escales i ascensors segons dimensions estipulades a la memòria, tal i com es pot veure a la Figura 104.

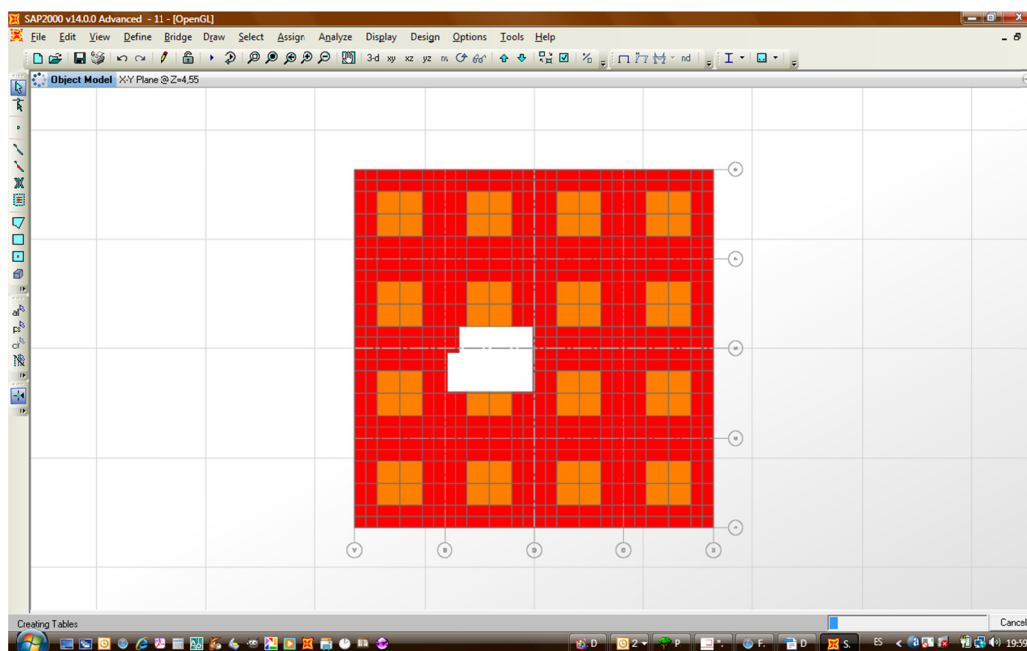


Figura 104 Pantalla de treball on es pot veure el forjat de la primera planta amb els forats efectuats

A sobre el forjat de cota Z=29,05m, planta coberta, es realitzaran els forats referents a l'ascensor, pas d'instal·lacions i la claraboia practicable, tal i com es pot veure a la Figura 105.

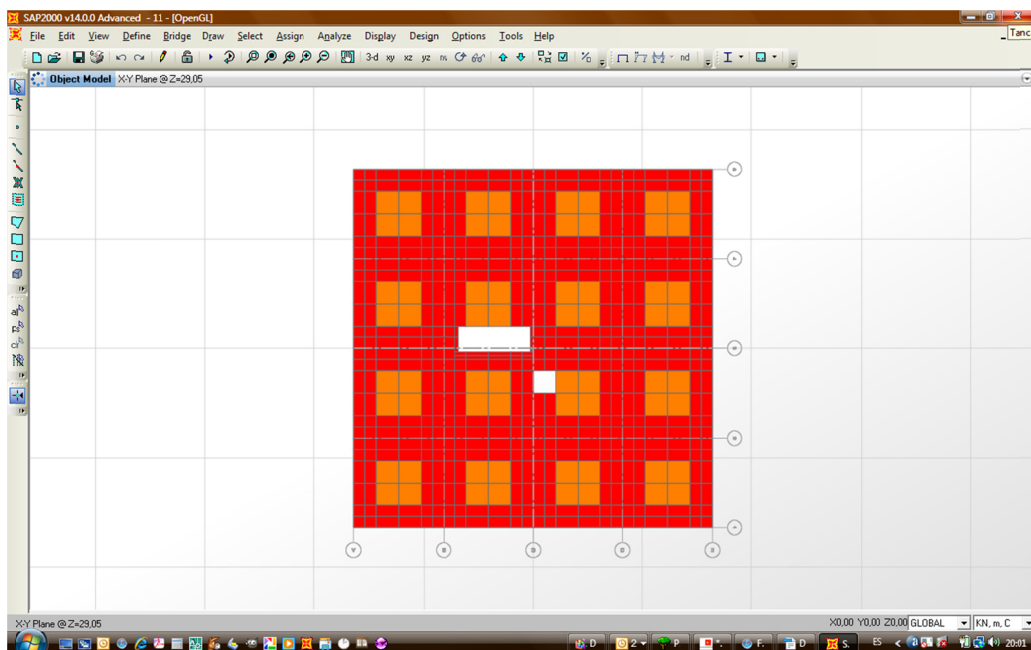


Figura 105 Pantalla de treball del programa on es pot veure el forjat de planta coberta amb els forats efectuat

Els forjats de planta primera a planta setena tenen les mateixes característiques geomètriques, això permet crear la resta de forjats a partir de l'existent de cota $Z=4,55\text{m}$. Es copia el forjat de planta primera, prèvia selecció del mateix, mitjançant el comando 'Replicate', seguint la ruta 'Edit>Replicate' i introduint les dades que consten a la Figura 106.

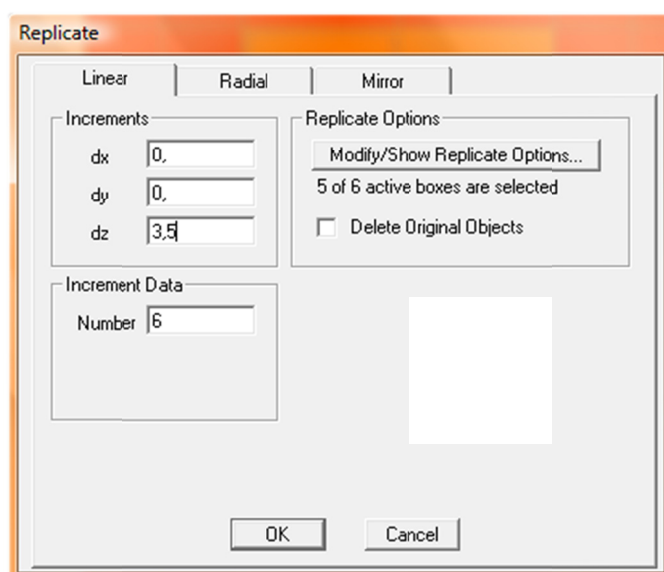


Figura 106 Pantalla de característiques per la còpia d'elements

L'últim pas en el modelat d'aquests forjats és aplicar-los-hi restriccions per a convertir-los en diafragmes horitzontals. Això serà molt útil alhora d'introduir les forces sísmiques ja que el SAP les podrà col·locar directament al centre de gravetat de cada diafragma aplicant directament les excentricitats estipulades. Es procedeix seleccionant cada un dels forjats de forma individual i seguint la ruta: 'Define > Joint Constraints'. A la pantalla de característiques mostrada a la Figura 107, s'escull el tipus de restricció, en aquest cas 'diaphragm', i es clica damunt el botó 'Add New Constraint' per a la seva creació. Posteriorment, s'introdueix el nom del diafragma i la restricció respecte l'eix Z, tal i com es pot veure a la Figura 108.

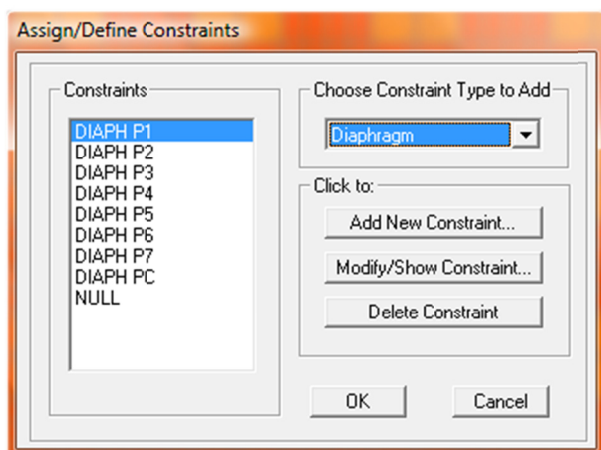


Figura 107 Pantalla general per la creació d'un diafragma horitzontal

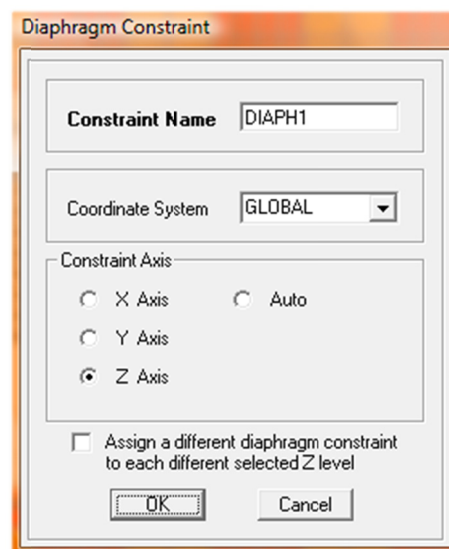


Figura 108 Pantalla de característiques per la creació d'un diafragma horitzontal

Arribats a aquest punt, es disposa de les lloses de forjat de planta primera a planta coberta amb les seves característiques de diafragma horitzontal, material i geometria introduïdes, tal i com es pot apreciar a la Figura 109.

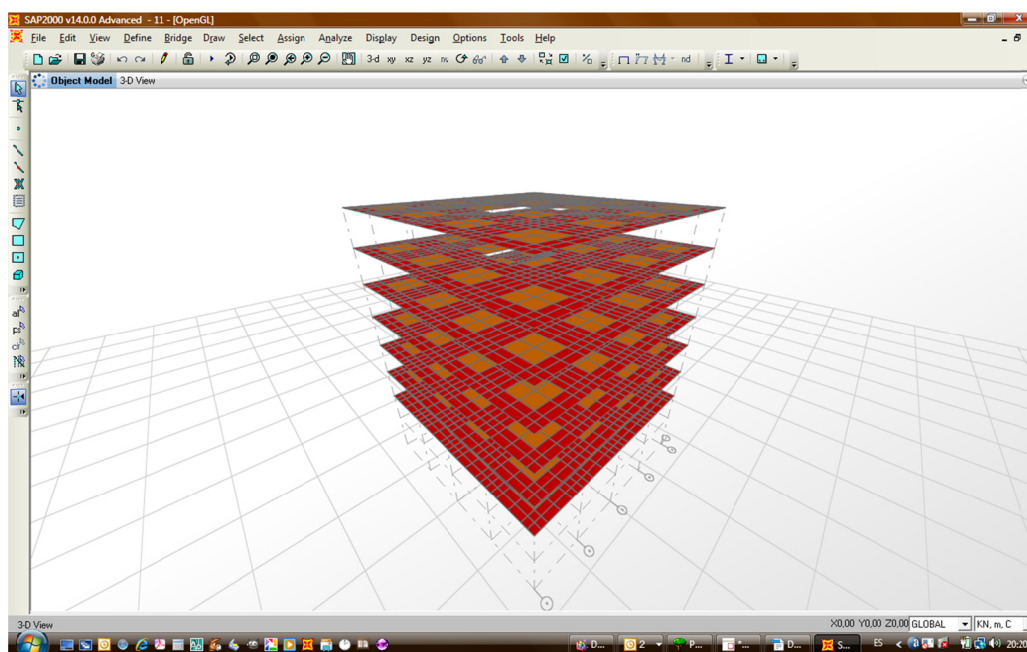


Figura 109 Pantalla de treball del programa on podem veure una perspectiva 3D amb els forjats de la llosa massissa

B.1.1.2 Pilars

Per a procedir a la introducció dels pilars al model, prèviament es defineixen diferents tipus de seccions tipus barra ('frame') en funció de la secció determinada prèviament mitjançant l'operació de predimensionat. Per fer-ho es segueix la ruta: 'Define > Section Properties > Frame Sections'. Es creen nous tipus de secció clicant damunt 'Add New Property' un cop oberta la pantalla de la Figura 111 s'escull el material de la secció,

formigó, i la seva forma, rectangular. Concretament, quatre tipus de seccions de pilar quadrades: P35X35, P40X40, P45X45 i P50x50 de 0,35m, 0,40m, 0,45m i 0,50m de costat, respectivament.

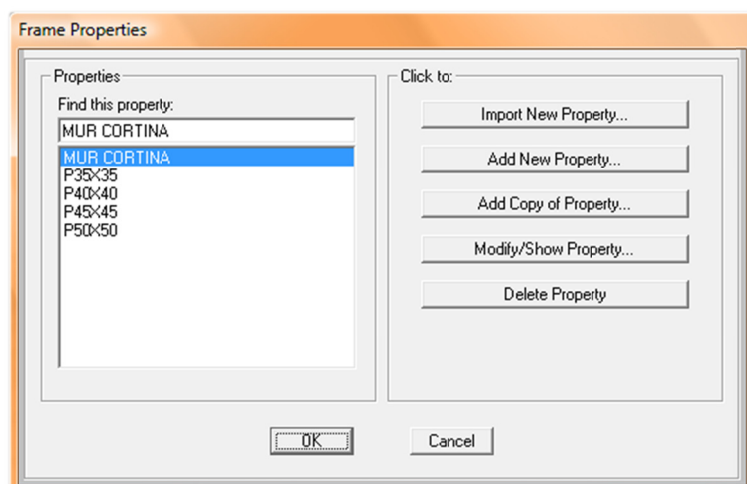


Figura 110 Pantalla general de característiques per la creació d'una secció tipus barra

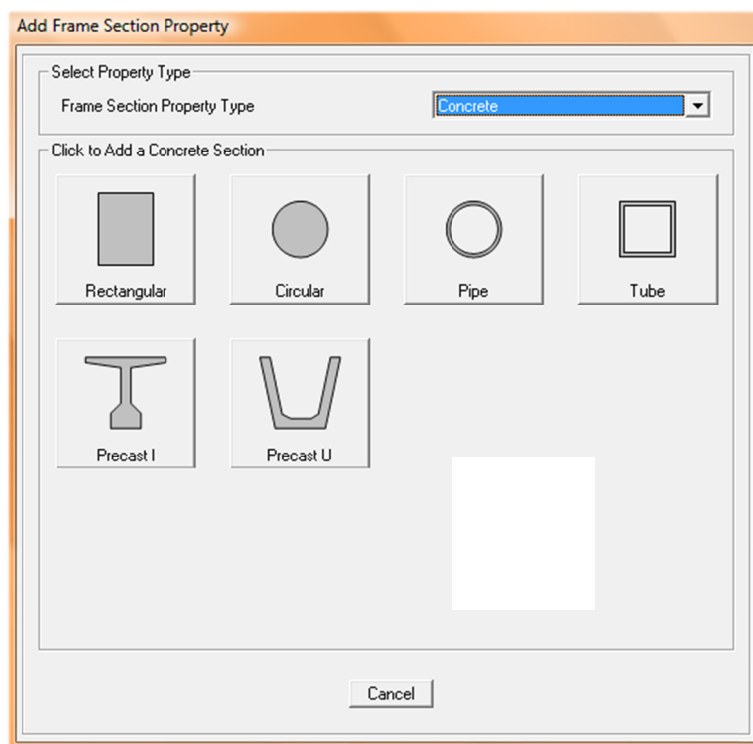


Figura 111 Pantalla general per la creació d'una secció tipus barra de formigó

En el moment de definir la secció, tal i com es pot veure a la Figura 112 es clica damunt del botó 'Set Modifiers' per accedir a la pantalla on es poden modificar els valors de la rigidesa d'aquestes seccions per a tenir en compte l'efecte de la fissuració. Els valors introduïts són els que consten a la figura 113.

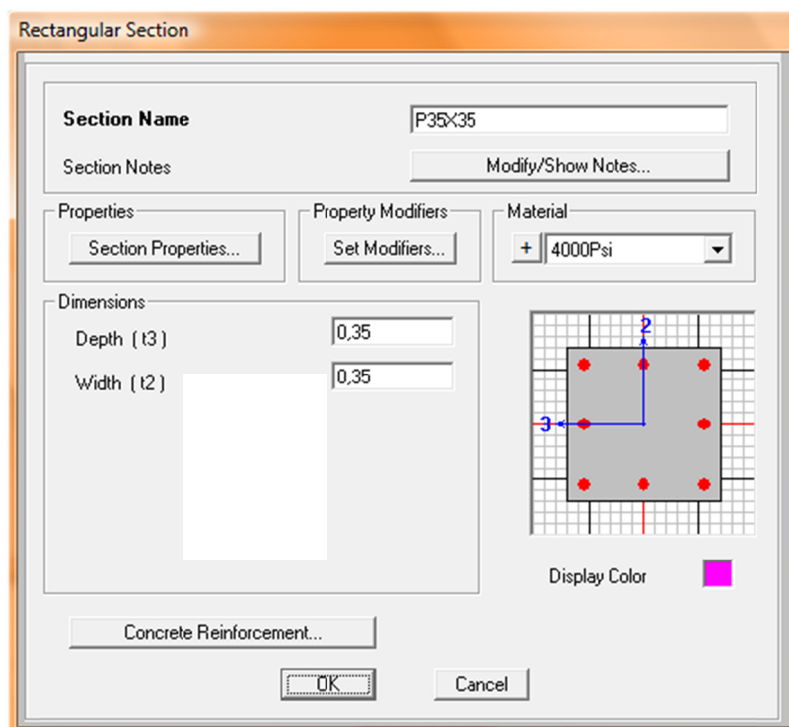


Figura 112 Pantalla de característiques per la creació d'una barra de formigó rectangular

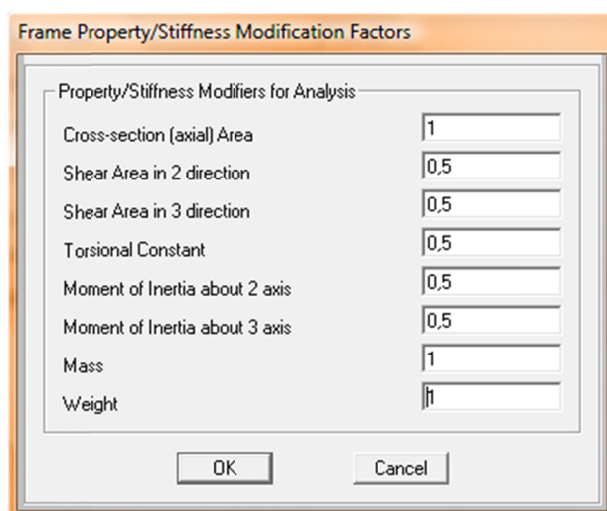


Figura 113 Pantalla de modificació de les característiques de rigidesa d'una barra

Un cop creades les noves seccions ja se'n pot disposar per introduir els pilars al model mitjançant el comando 'Quick Frame', seleccionant el tipus de secció adequat i seleccionant la zona on es vol que aparegui el nou element. Es pot veure el procés a la Figura 114.

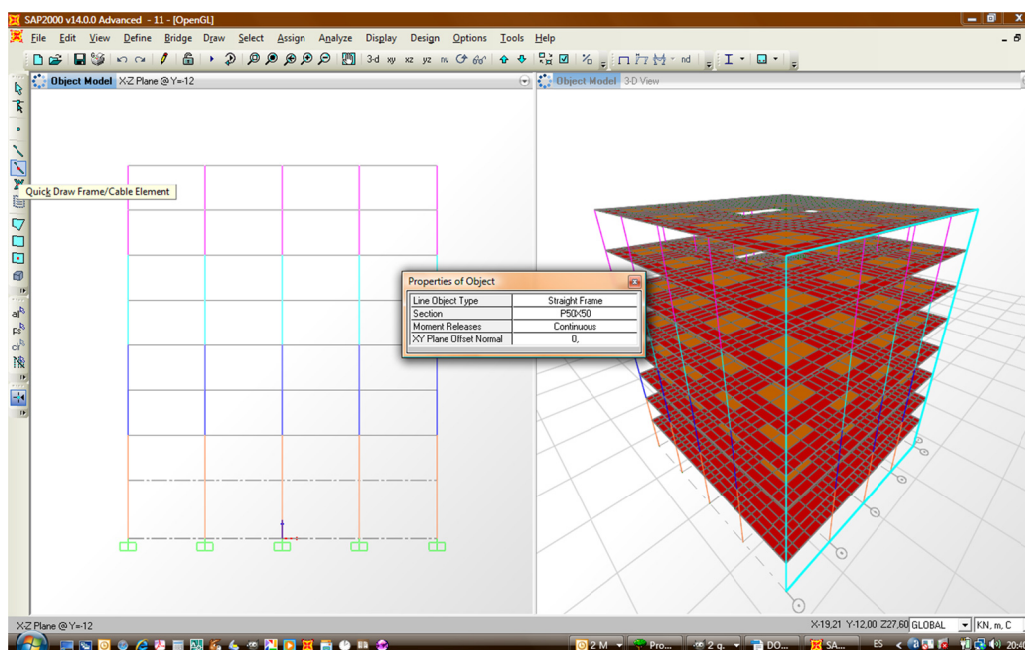


Figura 114 Pantalla de treball del programa on es pot veure el procés d'inserció de pilars al model

Un cop introduïts els pilars, s'introdueixen les restriccions d'encastament a la seva base. Per fer-ho es seleccionen els nusos de la base dels pilars a la cota $Z=0\text{m}$ i després es segueix la ruta: 'Assign>Joint>Restraints'. A la pantalla de característiques de la Figura 115 s'escull restricció de translació i rotació en les tres direccions.

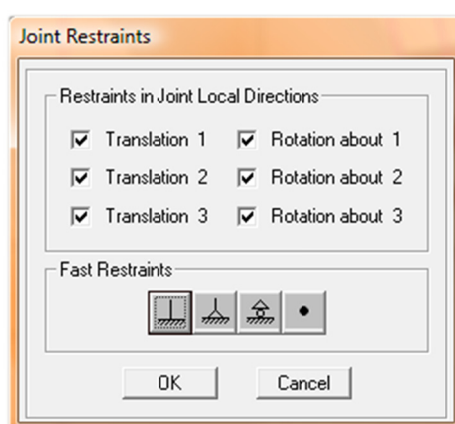


Figura 115: Pantalla de característiques per la creació de restriccions a nusos

Arribats a aquest punt, es disposa de les llores de forjat de planta primera a planta coberta amb les seves característiques de diafragma horitzontal, material i geometria introduïdes, i dels pilars de planta baixa a planta coberta amb les seves característiques de material, geometria i restriccions d'encastament introduïdes, tal i com es pot apreciar a la Figura 116.

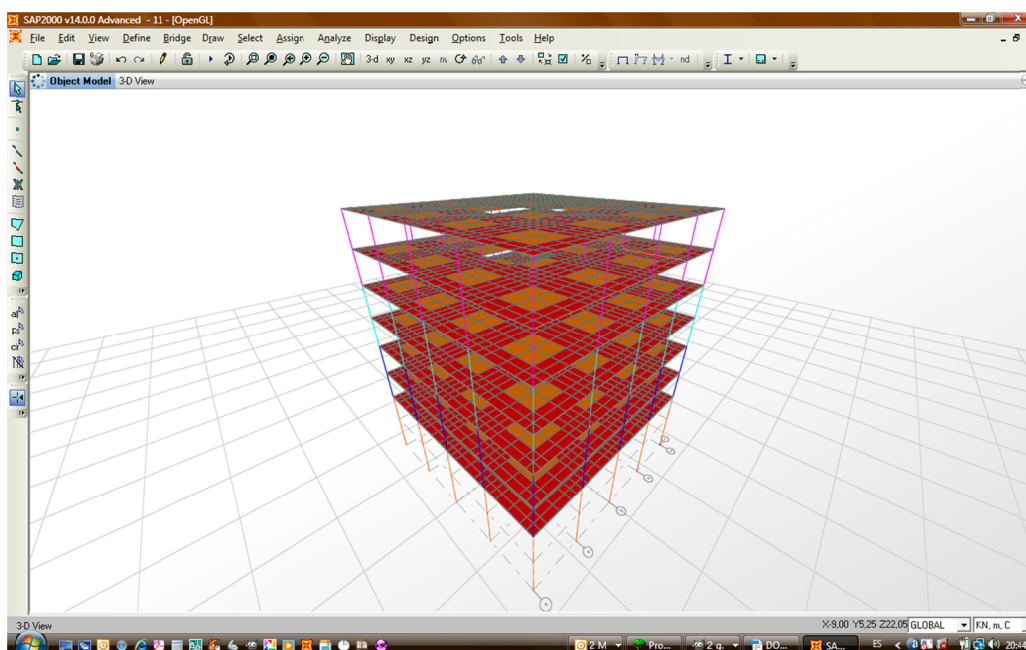


Figura 116 Pantalla de treball del programa on es pot veure una perspectiva 3D de l'estructura

B.1.1.3 Bigues imaginàries

Es dibuixen al perímetre del forjat de cada planta unes bigues imaginàries per a poder introduir les càrregues lineals equivalents degudes al mur cortina. Prèviament, es crea una nova secció tipus barra ('frame') anomenada 'Mur cortina', que tindrà unes característiques gairebé menyspreables a nivell d'inèrcia, de rigidesa i de resistència i que únicament és utilitzada per a poder inserir càrregues de tipus lineal a elements tipus placa, tal i com es pot veure a la Figura 117 i la Figura 118.

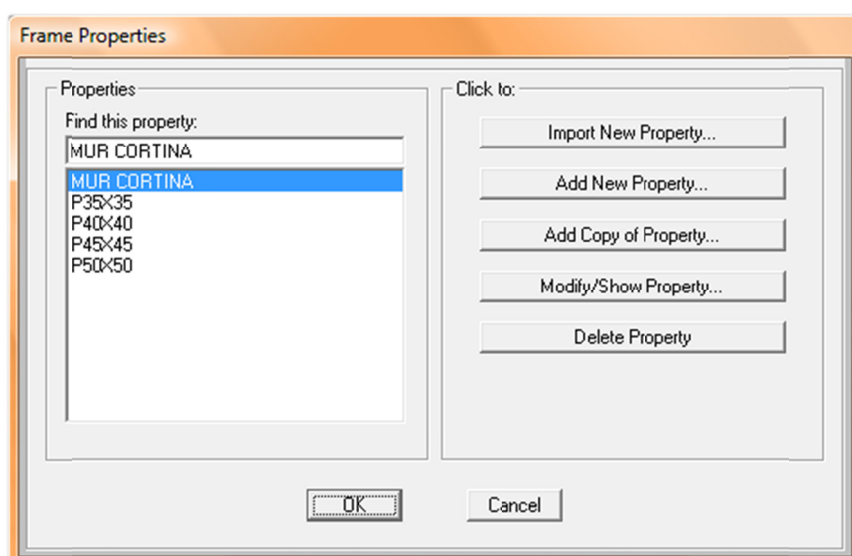


Figura 117 Pantalla general de característiques per la creació d'una secció tipus barra

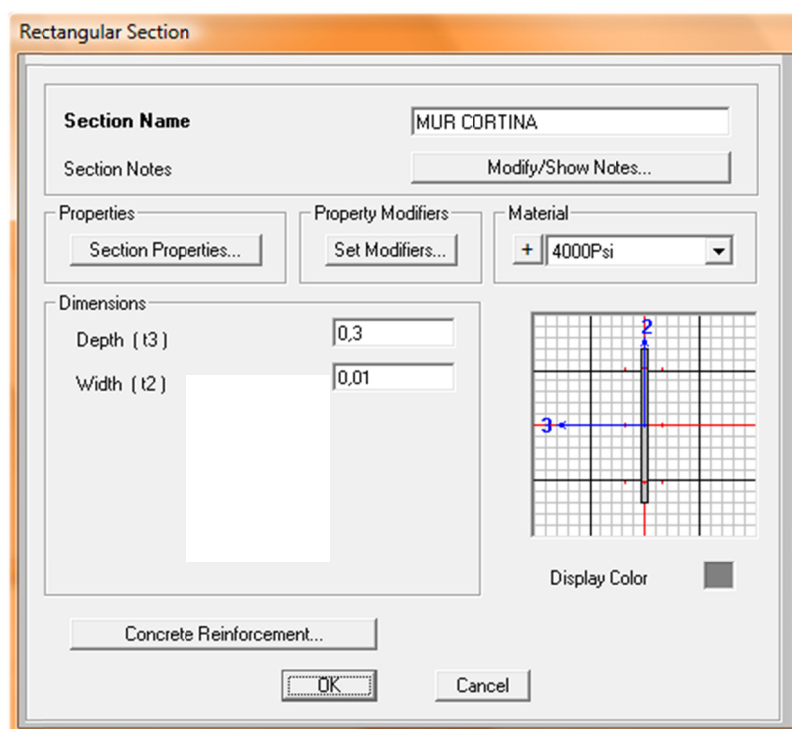


Figura 118 Pantalla de característiques per la creació d'una barra de formigó rectangular

Un cop creada la nova secció ja se'n pot disposar per introduir les bigues al model mitjançant el comando 'Quick Frame', seleccionant el tipus de secció adequat i seleccionant la zona on es vol que aparegui el nou element. Es pot veure el procés a la Figura 119.

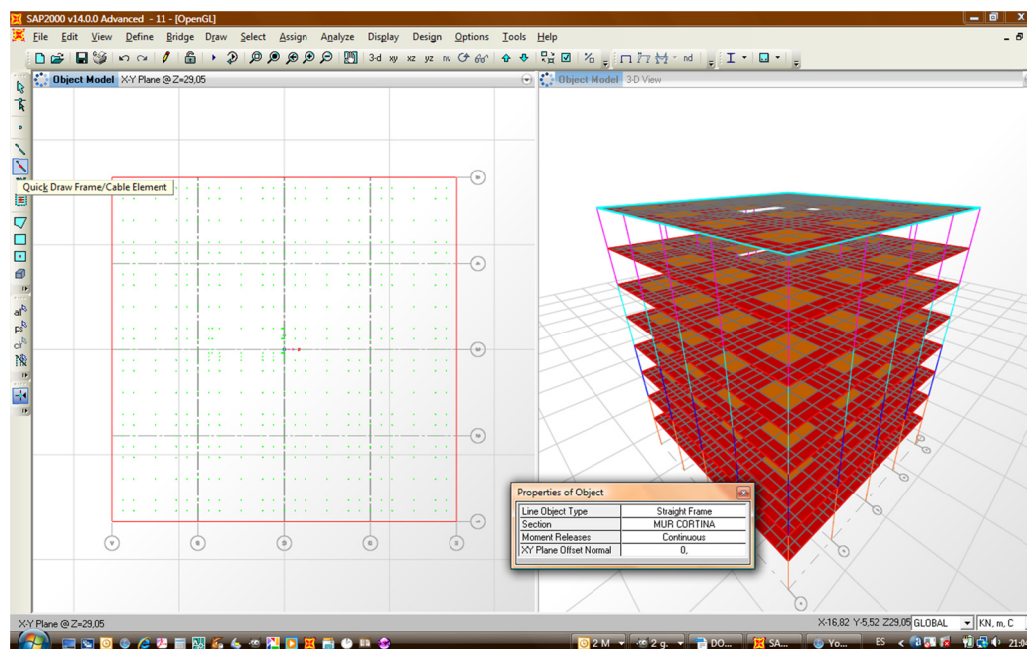


Figura 119 Pantalla de treball del programa on podem veure el procés d'introducció de bigues imaginàries al model

B.1.1.4 Escales

Per a procedir a la introducció de les escales al model, prèviament es defineix el tipus de secció tipus placa a utilitzar. Per fer-ho es segueix la ruta: '*Define>Section Properties>Area Sections*'. Es crea un nou tipus de secció anomenada 'Escales' de gruix 0,25m clicant damunt '*Add New Section*'.

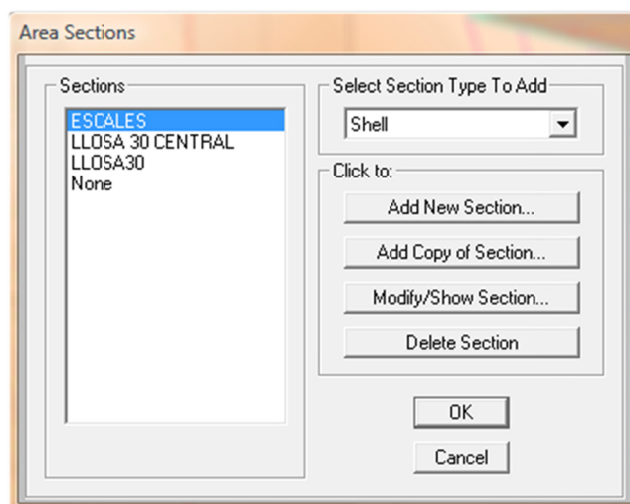


Figura 120 Pantalla general de característiques per la creació d'una secció tipus placa

Per a la introducció de les escales s'utilitza la plantilla per la creació d'escales del programa seguint la ruta: '*Edit>Add to Model from Template>Staircases*', tal com es pot veure a la Figura 121.

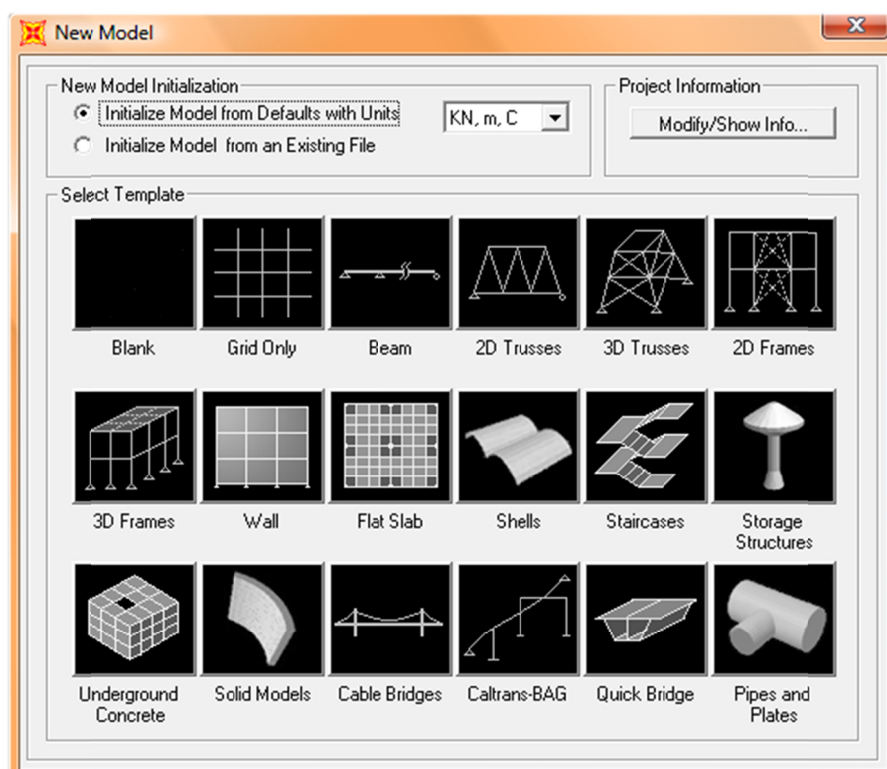


Figura 121 Índex de plantilles

Tal i com es pot veure a la Figura 122 i la Figura 123 s'introdueixen les característiques de l'escala, escollint el tipus de secció creada prèviament i seleccionant el punt d'inserció de l'escala clicant damunt del botó 'Locate Origin', tal i com es pot veure a la Figura 124 i la Figura 125.

The 'Staircases' dialog box is shown with the following settings:

- Staircase Type:** Staircase Type 2
- Staircase Type 2 Dimensions:**
 - Number of Stories: 6
 - Left Level Width, -X: 1,2
 - Right Level Width, +X: 1,2
 - Stair Width 1, -Y: 1,2
 - Max Mesh Spacing: 0,5
 - Story Height, +/-: 3,5
 - Stair Projected Length: 2,8
 - Opening Btw. Stairs: 0,2
 - Stair Width 2, +Y: 1,2
- Section Properties:** Areas: ESCALES
- Restraints:** ☒ Restraints
- Gridlines:** ☒ Gridlines
- Buttons:** Parametric Definition, Locate Origin..., OK, Cancel

Figura 122 Pantalla de característiques del tipus d'escala que va de planta primera a planta setena

The 'Staircases' dialog box is shown with the following settings:

- Staircase Type:** Staircase Type 2
- Staircase Type 2 Dimensions:**
 - Number of Stories: 1
 - Left Level Width, -X: 1,2
 - Right Level Width, +X: 1,2
 - Stair Width 1, -Y: 1,2
 - Max Mesh Spacing: 0,5
 - Story Height, +/-: 4,55
 - Stair Projected Length: 3,36
 - Opening Btw. Stairs: 0,2
 - Stair Width 2, +Y: 1,2
- Section Properties:** Areas: ESCALES
- Restraints:** ☒ Restraints
- Gridlines:** ☒ Gridlines
- Buttons:** Parametric Definition, Locate Origin..., OK, Cancel

Figura 123 Pantalla de característiques del tipus d'escala que va de planta baixa a planta primera

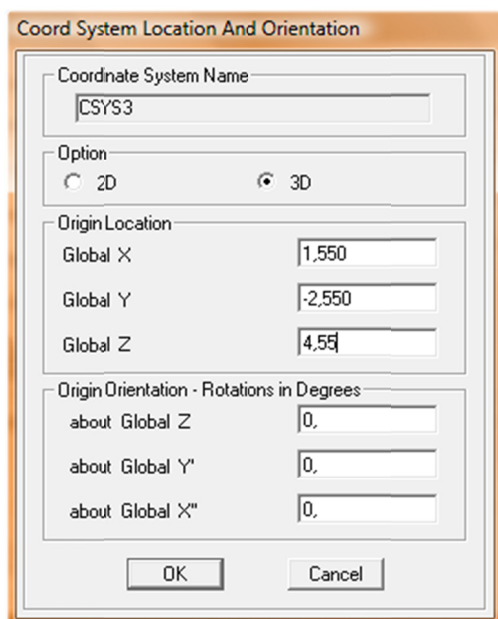


Figura 124 Introducció de les coordenades de posicionament de les escales de planta primera a planta setena

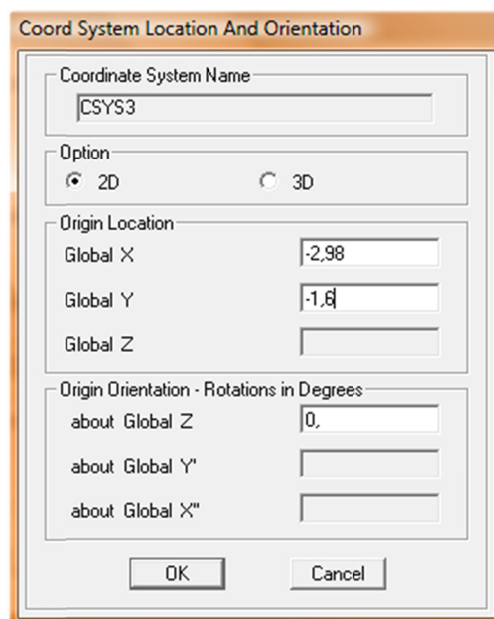


Figura 125 Introducció de les coordenades de posicionament de les escales de planta baixa a planta primera

Arribats a aquest punt, es disposa de les llores de forjat de planta primera a planta coberta amb les seves característiques de diafragma horitzontal, material i geometria introduïdes, dels pilars de planta baixa a planta coberta amb les seves característiques de material, geometria i restriccions d'encastament introduïdes i de les escales de planta baixa a planta setena amb els seves respectives restriccions de comportament, tal i com es pot veure a la Figura 126.

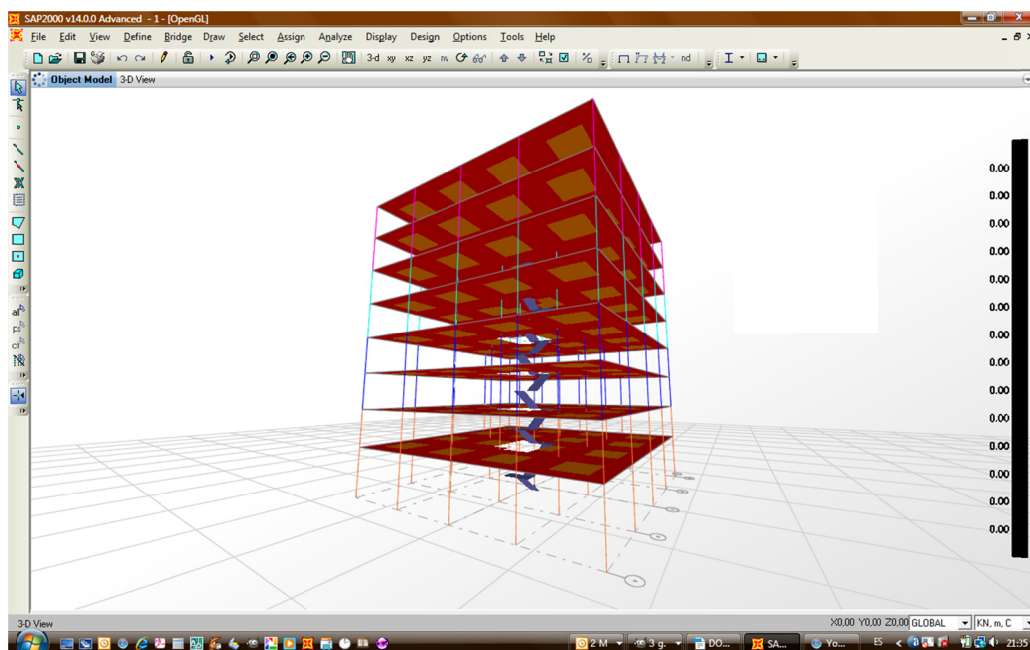


Figura 126 Pantalla del treball del programa on es pot veure una perspectiva 3D amb les escales recentment inserides

B.1.2 Part referent al model amb pantalles dúctils

Per a la creació del model amb pantalles dúctils, es seguirà el procés general indicat, però a la fase de introducció d'elements si afegeixen els següents passos. Primer de tot, s'eliminen els pilars que quedaran substituïts per les pantalles, seleccionant i suprimint, tal i com es pot veure a la Figura 127.

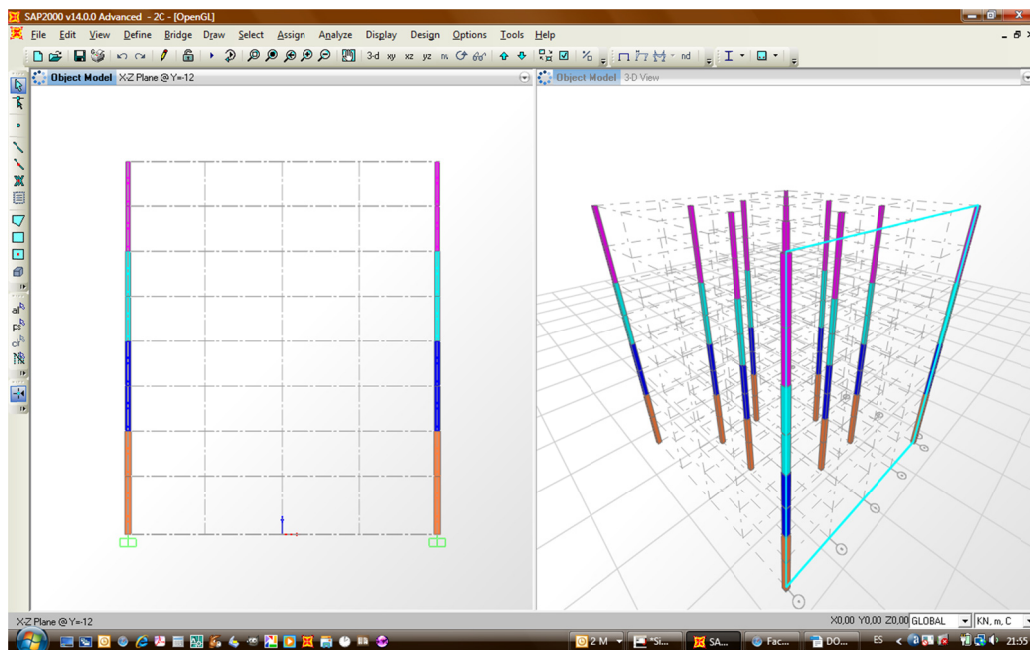


Figura 127 Pantalla de treball del programa on podem veure els pilars després de la supressió d'elements

Un cop eliminats, es crea una nova secció tipus placa anomenada 'Mur Pantalla'. Per fer-ho es segueix la següent ruta: 'Define>Section Properties>Area Sections'.

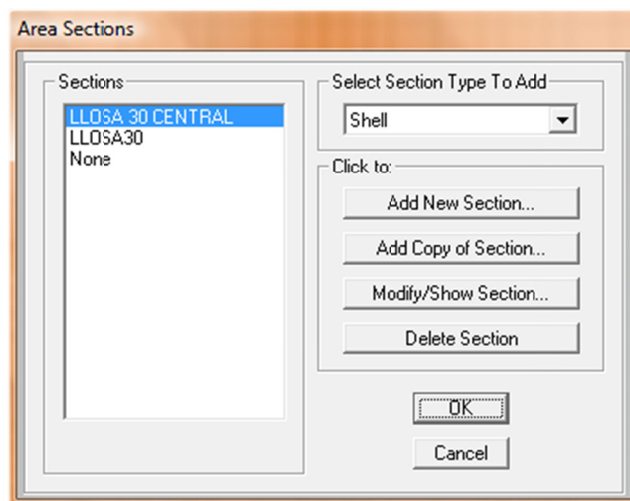


Figura 128 Pantalla general de característiques per la creació d'una secció tipus placa

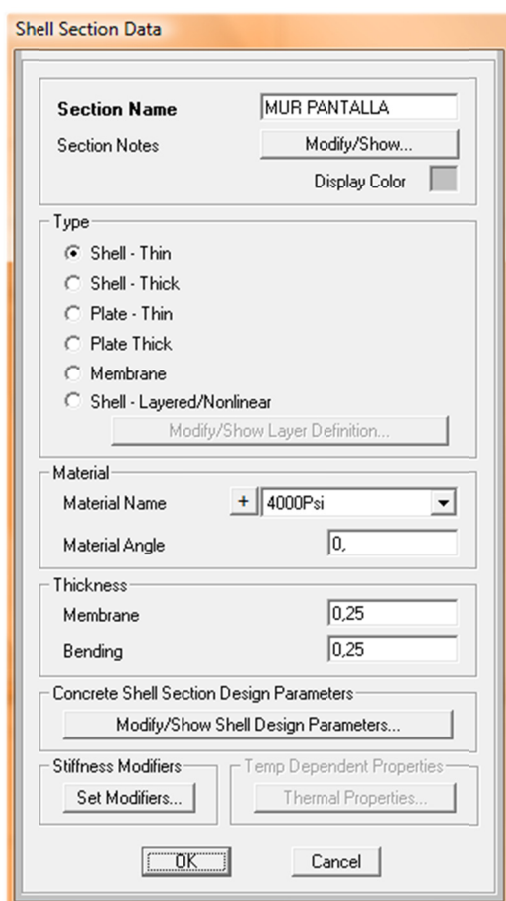


Figura 129 Pantalla de característiques per la creació d'una secció tipus placa

Un cop creat el nou tipus de secció, ja se'n pot disposar per introduir la pantalla al model mitjançant el comando 'Quick Area', seleccionant el tipus de secció 'Mur Pantalla' i seleccionant la zona on es vol que aparegui el nou element. Es pot veure el procés a la Figura 130.

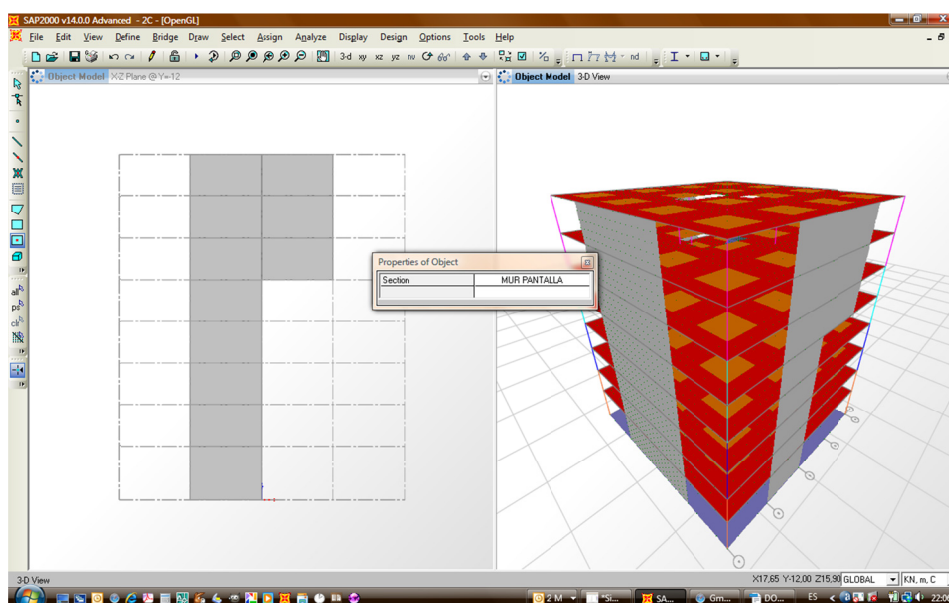


Figura 130 Pantalla de treball del programa on es veu el procés d'introducció del mur pantalla al model

Per la forma d'introducció del mur pantalla al model, cada mur pantalla consta de 8 parts, un rectangle per cada planta. Per a poder fer un estudi més precís del mur es discretitza en parts més petites d'aproximadament 0,75x0,75m seleccionant cadascun dels rectangles de mur pantalla actuals i es segueix la següent ruta: 'Edit>Edit Areas>Divide Areas'. Es pot veure el procés a la Figura 131.

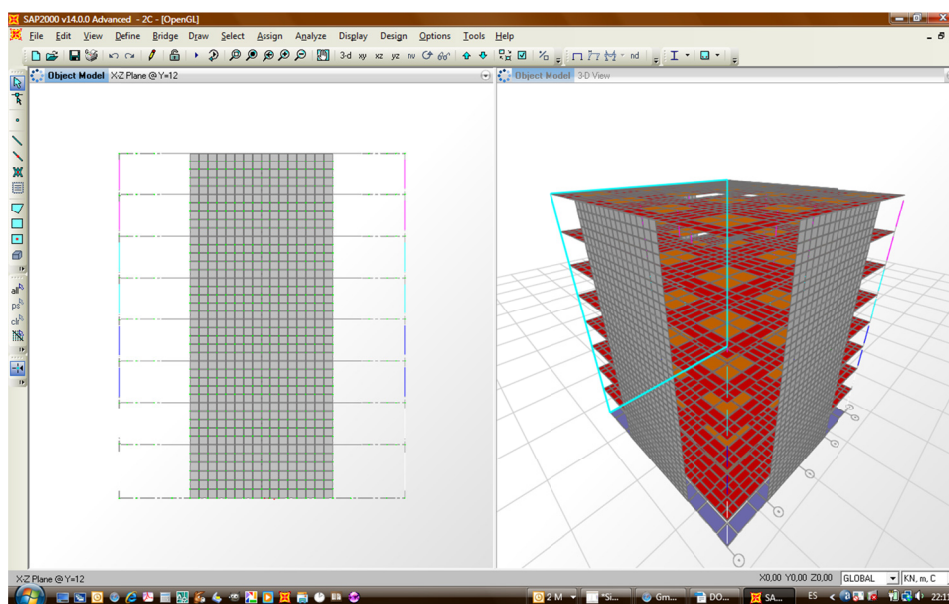


Figura 131 Pantalla de treball del programa on es pot veure la nova discretització del mur pantalla

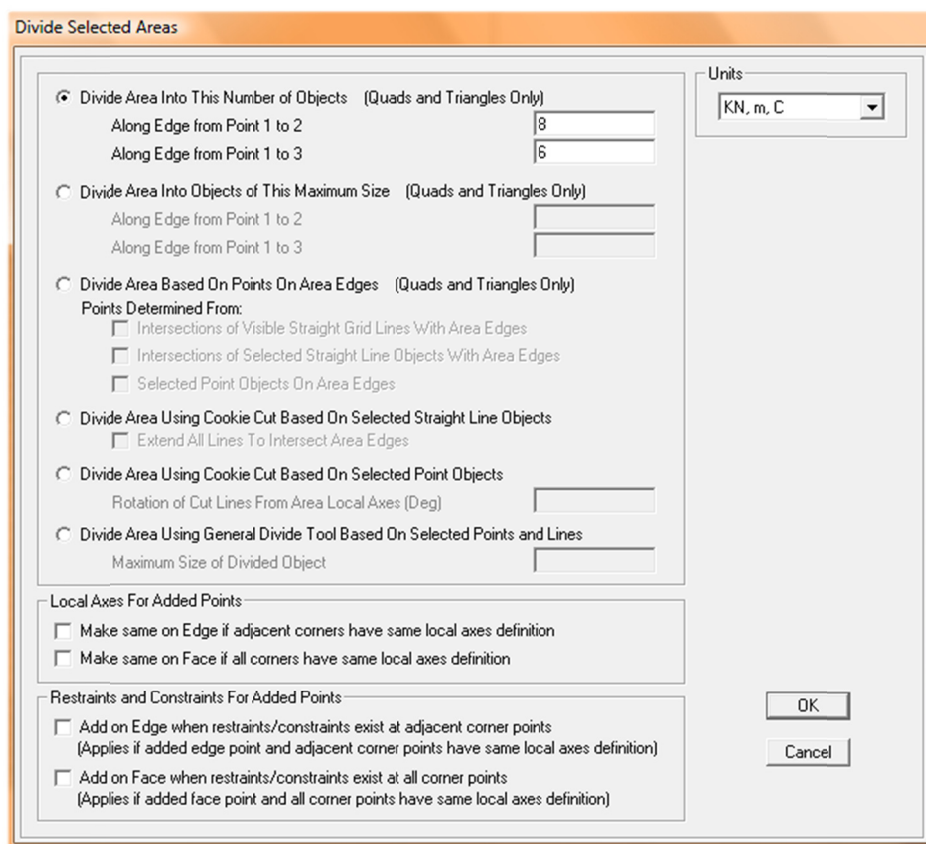


Figura 132 Pantalla de característiques per la divisió d'elements tipus placa

El programa SAP uneix correctament el mur pantalla als forjats però manca entrar manualment les restriccions d'encastament de la base del mur. Per fer-ho es seleccionen els nusos de la base del mur a la cota $Z=0\text{m}$ i es segueix la ruta: 'Assign>Joint>Restraints'. A la pantalla de característiques de la Figura 133 s'escull restricció de translació i rotació en les tres direccions.

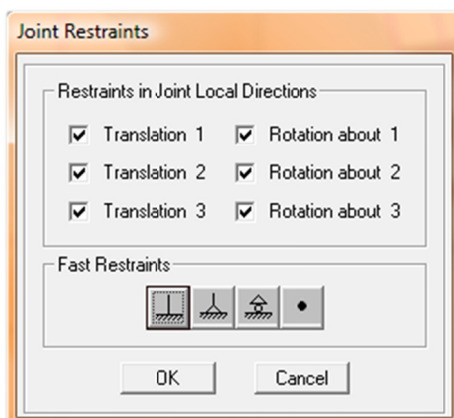


Figura 133 Pantalla de característiques per la creació de restriccions a nusos

A la Figura 134 es pot apreciar el model amb pantalles dúctils amb tots els seus elements introduïts, llosa de fonamentació, lloses de forjat, pilars, bigues imaginàries i murs pantalla.

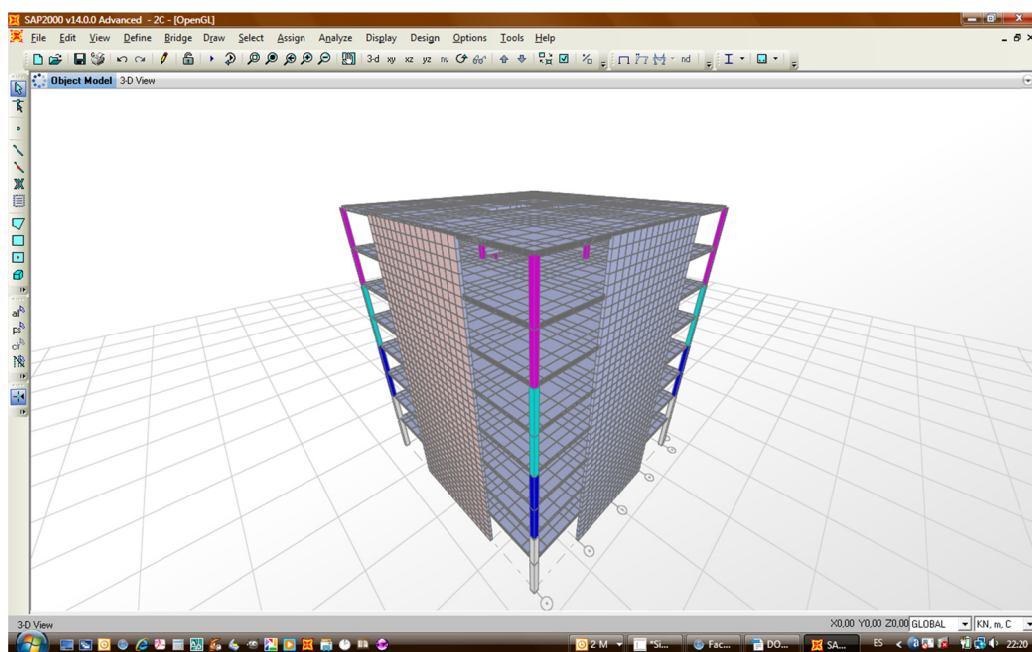


Figura 134 Pantalla de treball del programa on podem veure un gràfic 3D de l'estructura resultant

B.1.3 Part referent al model amb dissipadors energètics

Per a la creació del model amb dissipadors d'energia, es seguirà el procés general indicat, però a la fase de introducció d'elements si afegeixen els següents passos. Per introduir els dissipadors energètics s'introdueixen unes bigues amb característiques mecàniques equivalents als dissipadors reals. Es parteix d'una secció d'acer en forma de tub de dimensions 0,21m per 0,3m i gruix de 0,0125m i se li apliquen uns coeficients de minoració-majoració de l'àrea per aconseguir la rigidesa equivalent als dissipadors reals. Es creen vuit nous tipus de secció tipus barra clicant damunt 'Add New Property', una tipologia per a cada planta, seguint la següent ruta: 'Define>Section Properties>Frame Sections'.

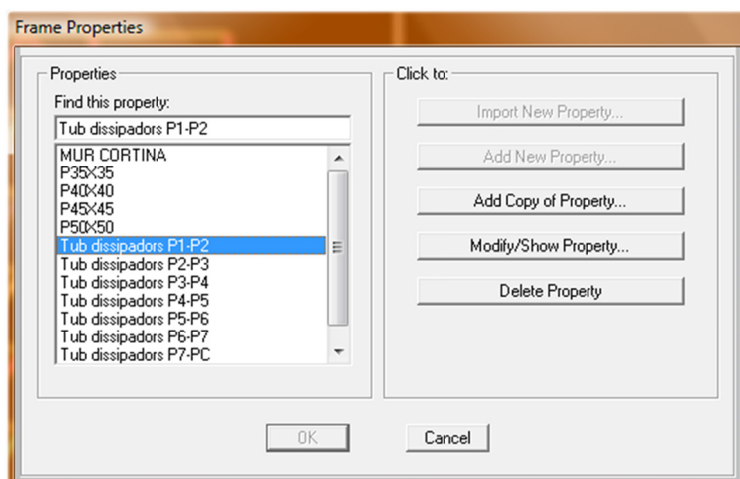


Figura 135 Pantalla general per la creació d'una secció tipus barra

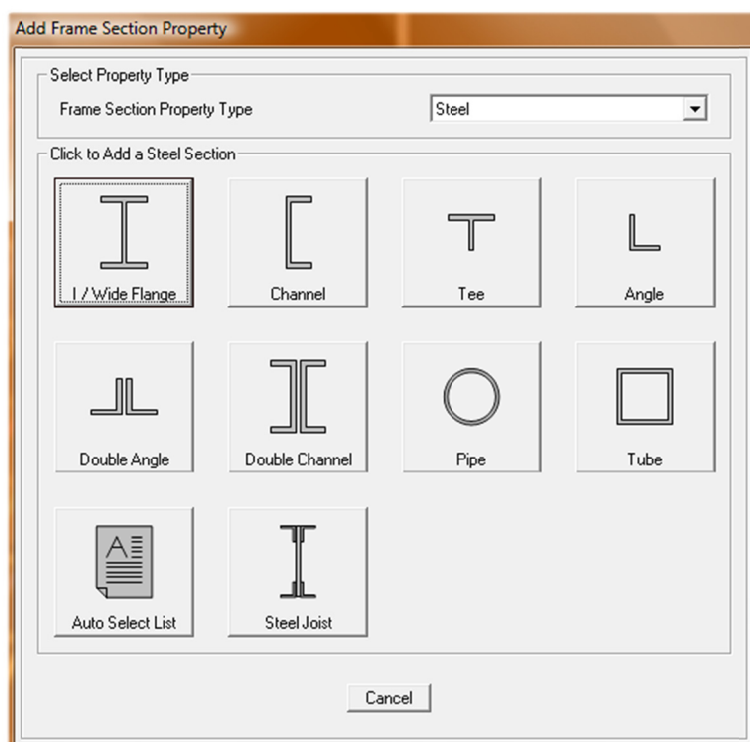


Figura 136 Pantalla general per la creació d'una secció tipus barra metàl·lica

Un cop oberta la pantalla de la Figura 136 s'escull el material de la secció, acer, i la seva forma, tubular. En el moment de definir la secció, tal i com es pot veure a la Figura 137 es clica damunt del botó 'Set Modifiers'

per accedir a la pantalla on es poden modificar els valors de la rigidesa d'aquestes seccions per a tenir en compte l'efecte de la fissuració. Els valors introduïts són els que consten a la Figura 138.

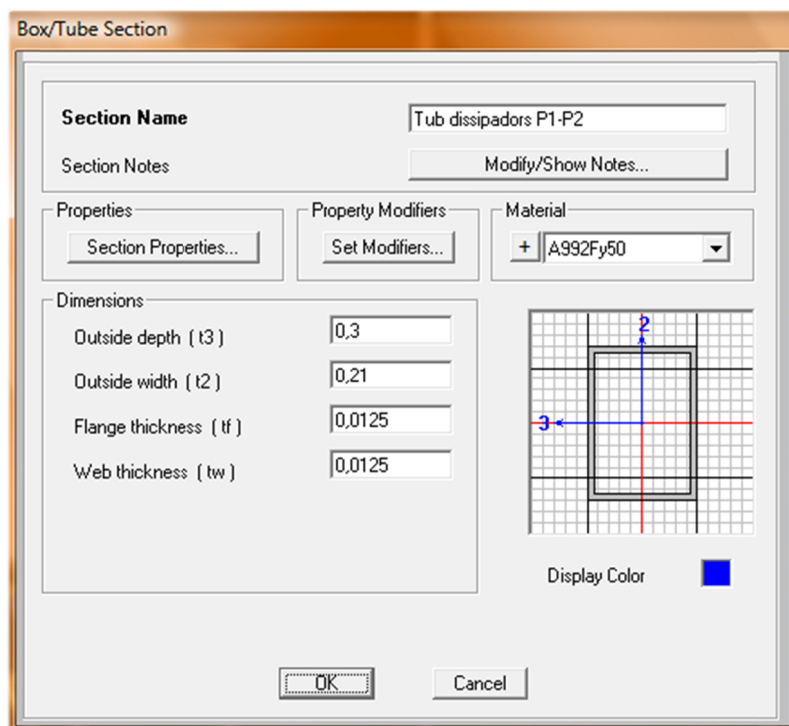


Figura 137 Pantalla de característiques d'una secció tipus barra metàl·lica tubular

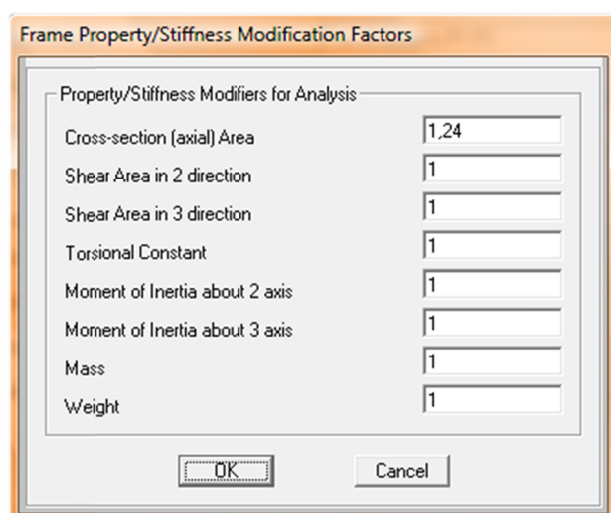


Figura 138 Pantalla on podem introduir el factor de modificació de l'àrea per aconseguir la rigidesa equivalent desitjada

Un cop creades les noves seccions ja se'n pot disposar per introduir els dissipadors al model mitjançant el comando 'Quick Frame', seleccionant el tipus de secció adequat i seleccionant la zona on es vol que aparegui el nou element. Es pot veure el procés a la Figura 139.

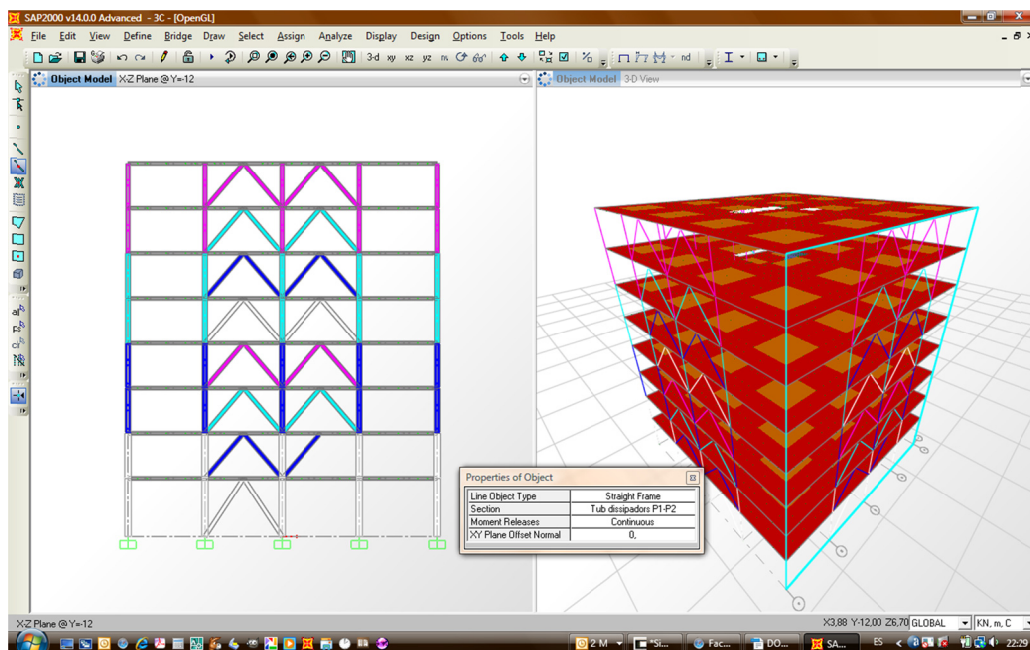


Figura 139 Pantalla de treball del programa on podem veure el procés d'introducció de les bigues equivalents al model

A la Figura 140 es pot apreciar el model amb dissipadors d'energia amb tots els seus elements introduïts, llosa de fonamentació, lloses de forjat, pilars, bigues imaginàries i bigues equivalents als dissipadors.

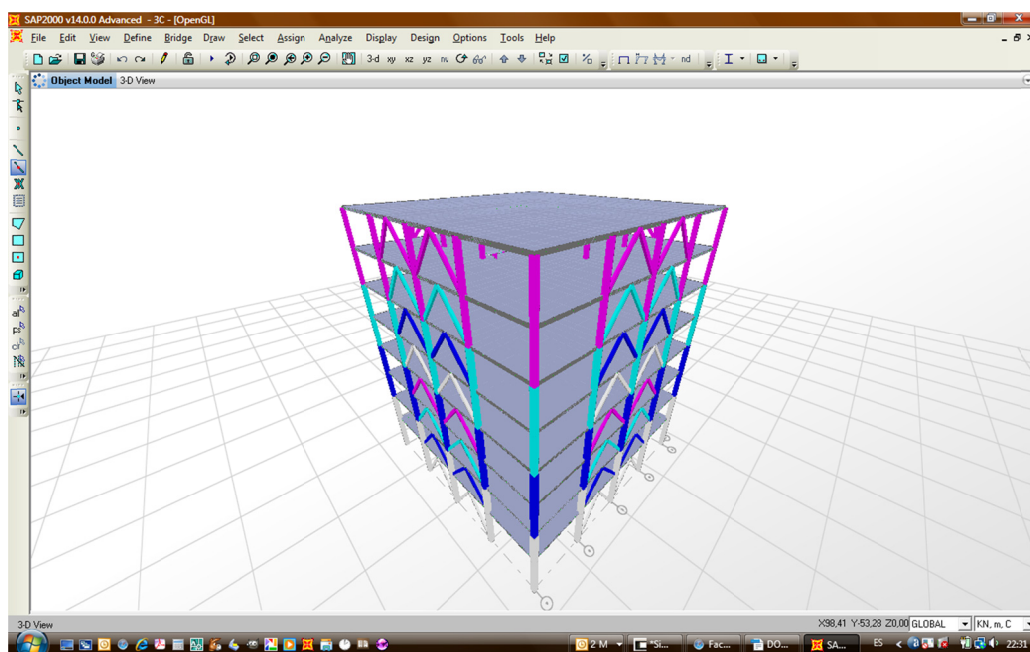


Figura 140 Pantalla de treball del programa on podem veure un gràfic 3D de l'estructura resultant

B.2 DEFINICIÓ DE COMBINACIONS DE CàLCUL I ENTRADA DE CàRREGUES AL MODEL

Un cop introduïts tots els elements constructius del model es procedeix a la introducció de totes les càrregues a les que està sotmesa l'estructura. Abans de fer-ho, cal introduir els tipus de càrrega a considerar pel programa 'Load Pattern' i les combinacions que es vol calcular a 'Load Combination'. Es defineix el tipus d'accions a introduir a l'estructura mitjançant la ruta: 'Define<Load Patterns', on s'introdueixen les següents tipologies de càrregues, tal i com es pot veure a la Figura 141:

- 'CP' és la tipologia de càrrega que conté les càrregues permanents. Introduint un 1 en el factor 'Self Weight Multiplier' s'aconsegueix que el programa tingui en compte els pesos propis dels elements introduïts al programa, segons el seu material. Manualment, s'introdueixen d'altres càrregues permanents que no estan representades en el model però que se'n vol considerar l'efecte.
- 'ÚS' és la tipologia de càrrega on s'introdueixen manualment les sobrecàrregues d'ús per a cada planta.
- 'NEU' és la tipologia de càrrega on s'introdueix manualment les càrregues de neu a planta coberta.
- 'VENT X' és la tipologia de càrrega on s'introdueixen manualment les forces degudes al vent en la direcció x.
- 'VENT Y' és la tipologia de càrrega on s'introdueixen manualment les forces degudes al vent en la direcció y.
- 'SISME X' és la tipologia de càrrega que conté les forces equivalents de sísmes en la direcció X. Al definir aquest 'Load Pattern' de tipus 'Quake', el SAP permet escollir la opció 'User Loads' a 'Auto Lateral Load Pattern'. Això junt amb la prèvia definició dels diafragmes horitzontals per a cada forjat de l'estructura, permet introduir les forces sísmiques d'una manera més acurada i automàtica. El programa SAP té diverses opcions per a introduir les forces sísmiques, per la resolució d'aquest estudi s'escull fer-ho mitjançant la opció forces sísmiques definides per l'usuari on s'introdueixen directament els valors trobats mitjançant els càlculs.
- 'SISME Y' és la tipologia de càrrega que conté les forces equivalents de sísmes en la direcció Y, seguint els mateixos criteris que en el tipus SISME X.

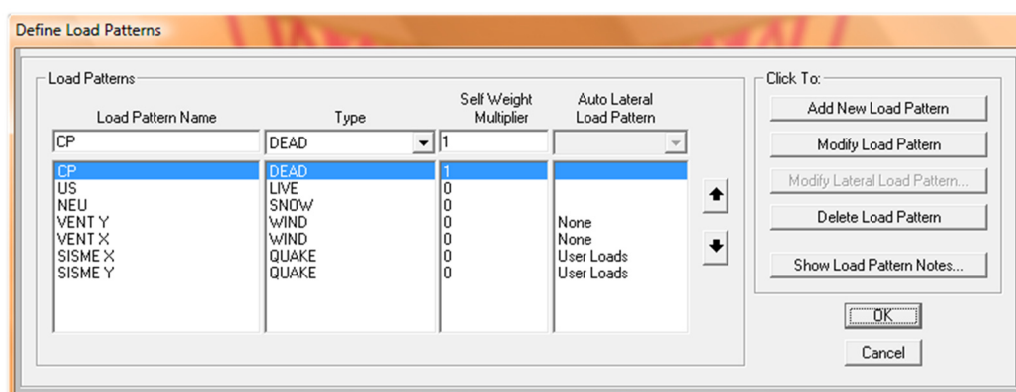


Figura 141 Pantalla d'introducció de les característiques dels tipus d'accions a considerar

Per introduir les forces definides per l'usuari per a les accions tipus 'SISME X' i 'SISME Y' es selecciona cadascuna d'elles a la pantalla de la Figura 141 i es clica damunt el botó 'Modify Lateral Load Pattern'. En fer-ho, s'obre una pantalla com la que es pot veure a la Figura 142, on s'introdueixen per cada diafragma horitzontal les forces sísmiques equivalents en la direcció desitjada. Segons càlculs, es tenen unes forces sísmiques equivalents en direccions x i y per planta. S'introdueixen per separat per a poder-les combinar

adequadament a posteriori. Es selecciona la opció '*Apply at Center of Mass*' per què s'apliquin al centre de masses de cada diafragma, que el SAP ja troba automàticament. Per a complir amb la normativa, es considera una excentricitat addicional del 5% respecte la longitud total del diafragma, introduint 0,05 com a '*Additional Ecc.*'

Diaphragm	Diaphragm Z	FX	FY	MZ	X	Y
DIAPH PC	29,05	1362,94	0,	0,		
DIAPH P7	25,55	1144,42	0,	0,		
DIAPH P6	22,05	1075,76	0,	0,		
DIAPH P5	18,55	971,08	0,	0,		
DIAPH P4	15,05	833,87	0,	0,		
DIAPH P3	11,55	668,74	0,	0,		
DIAPH P2	8,05	481,22	0,	0,		
DIAPH P1	4,55	277,57	0,	0,		

☐ User Specified Application Point
☒ Apply at Center of Mass

Additional Ecc. Ratio (all Diaph.)

OK Cancel

Figura 142 Pantalla d'introducció de les forces sísmiques definides per l'usuari

Un cop es tenen totes les '*Load Patterns*' definides, o sigui introduïts tots els tipus d'accions a considerar a l'estructura es defineixen les combinacions a considerar pel programa seguint la ruta: '*Define > Load Combinations*'.on es crearan noves combinacions a partir del comando '*Add New Combo*', tal i com es pot veure a la Figura 143.

Les combinacions de càrrega descrites en la memòria es defineixen com a suma lineal de les diferents accions creades mitjançant el comando '*Load Pattern*' tenint en compte els coeficients de majoració i/o minoració pertinents, tal i com es pot veure a l'exemple de la Figura 144.

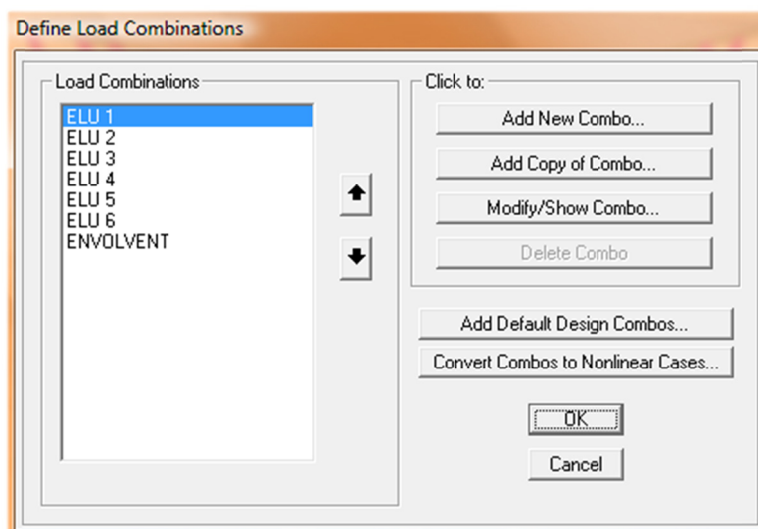


Figura 143 Pantalla general de creació de combinacions de càrrega

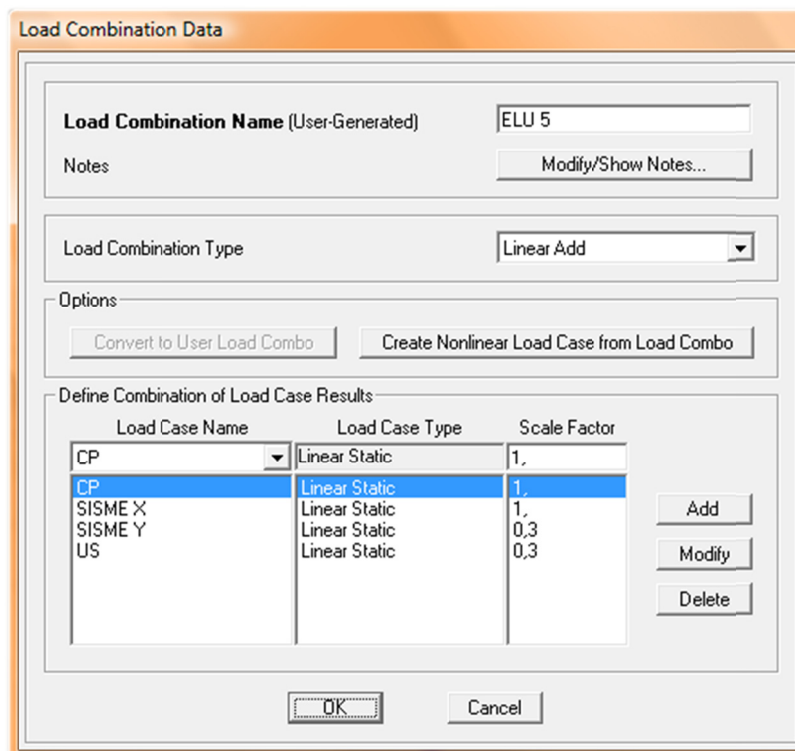


Figura 144 Pantalla de característiques d'una combinació de càrrega

Un cop definits els tipus d'accions i combinacions a considerar pel programa, s'introdueixen les càrregues que s'hagin d'introduir manualment escollint el tipus d'acció al qual pertanyen.

Per començar s'introdueixen les càrregues uniformes relatives als forjats mitjançant la ruta: '*Assign > Area Loads > Uniform (Shell)*', prèvia selecció de la part de l'estructura on van aplicades. El programa obre una finestra on es pot introduir el valor de la sobrecàrrega uniforme i seleccionar el tipus d'acció a la qual forma part, tal i com es pot veure a l'exemple de la Figura 145.

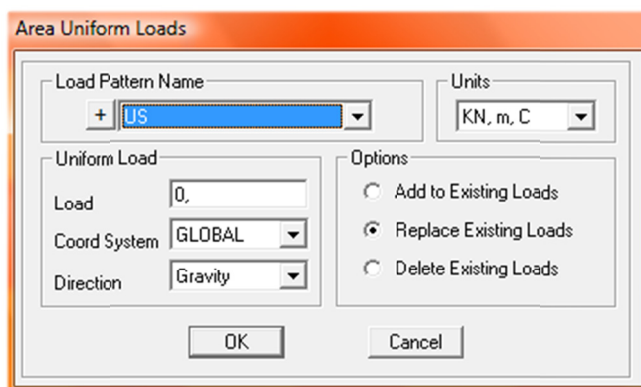


Figura 145 Pantalla de característiques per assignar càrregues uniformement distribuïdes sobre elements tipus placa

S'introdueix la càrrega lineal equivalent deguda a la presència dels murs cortines sobre forjat, mitjançant les bigues imaginàries 'Mur cortina' a través de la ruta: 'Assign > Frame Loads > Distributed'.

Per últim, s'introdueixen les càrregues que afecten als pilars de l'estructura que són les càrregues lineals equivalents de vent, per fer-ho es seleccionen prèviament els pilars interessats i després es segueix la ruta: 'Assign > Frame Loads > Distributed'. D'aquesta manera s'introdueixen les forces de pressió i succió en cada una de les direccions 'VENT X' i 'VENT Y', tal i com es pot observar a la Figura 146.

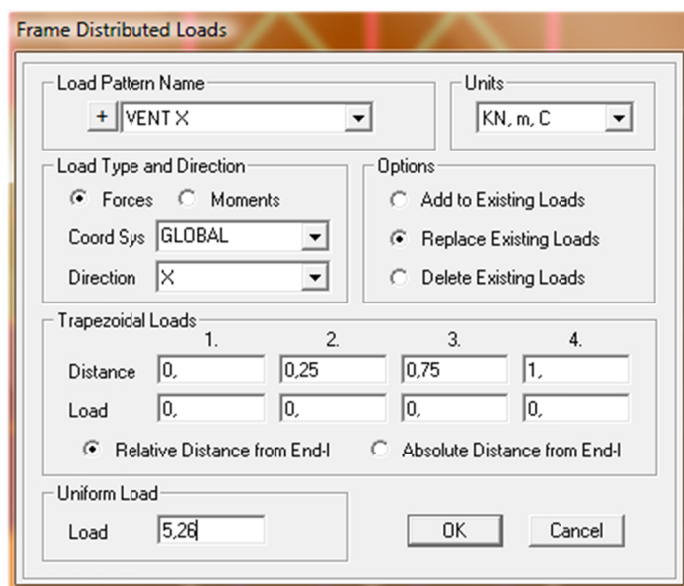


Figura 146 Pantalla de característiques per assignar càrregues uniformement distribuïdes sobre elements tipus barra

B.3 ANÀLISIS DEL MODEL

Arribats a aquest punt, es pot fer córrer l'anàlisi utilitzant el comando 'Run' que es troba a la següent ruta: 'Analyse > Run Analysis'. A la pantalla de la Figura 147, on es poden escollir les característiques de l'anàlisi que es vol efectuar.

Un cop el programa hagi finalitzat correctament els seus càlculs ja es disposa de la informació d'esforços i deformacions de l'obra.

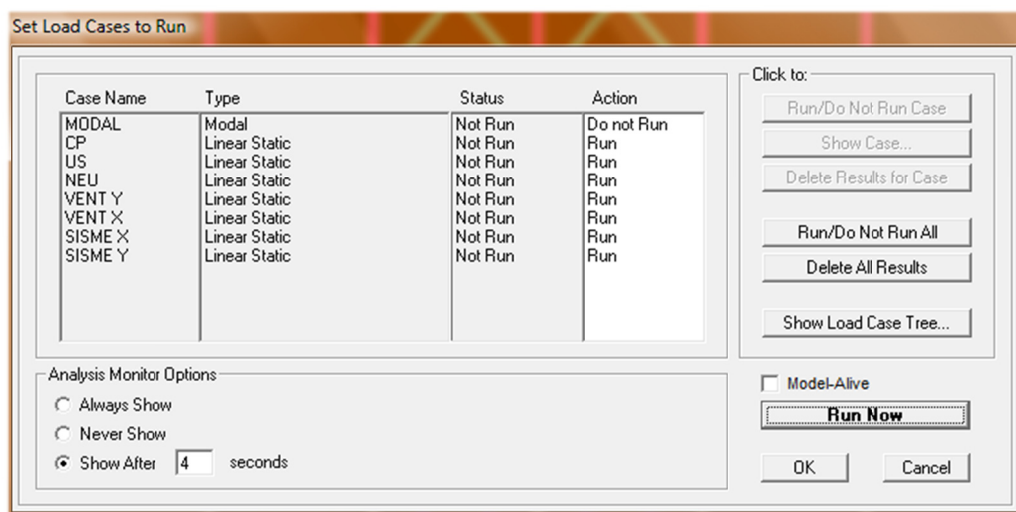


Figura 147 Pantalla de característiques de l'anàlisi

Mitjançant el comando 'Show Deformed Shape' es poden veure les deformacions que experimenta el model en la secció i combinació escollides. Per fer-ho es segueix la ruta: 'Display>Show Deformed Shape'. A la Figura 148 es pot veure com s'escullen les característiques de les condicions de deformació que es volen analitzar.

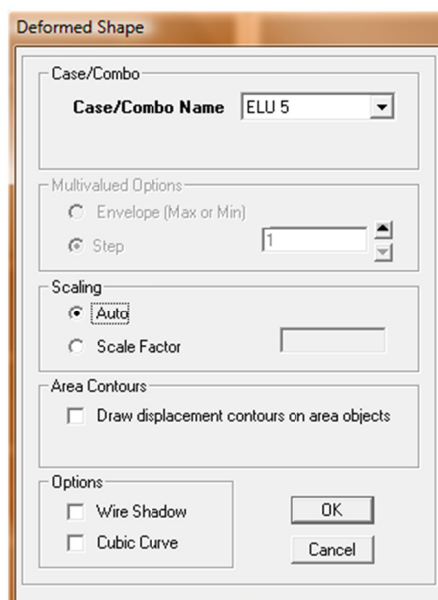


Figura 148 Pantalla de característiques del gràfic deformació que es vol visualitzar

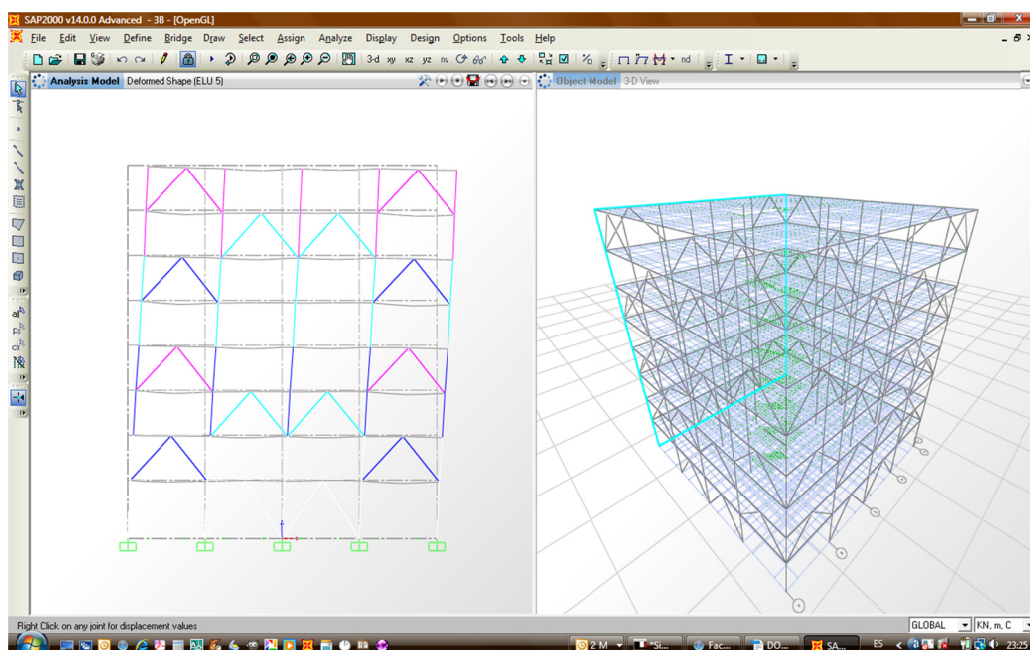


Figura 149 Pantalla de treball del programa on podem veure la deformada per una combinació determinada

Mitjançant el comando 'Show Forces/Stresses' es poden veure els esforços que experimenta el model en la secció i combinació escollides. Per fer-ho es segueix la ruta: 'Display>Show Forces/Stresses>Joints', 'Display>Show Forces/Stresses>Frames/Cables' o 'Display>Show Forces/Stresses>Shells'. A la Figura 150 es pot veure com s'escullen les característiques de les condicions d'esforç que es volen visualitzar.

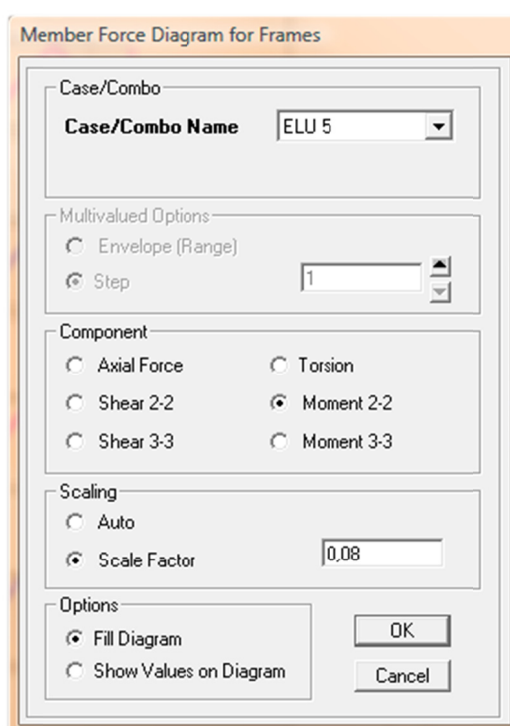


Figura 150 Pantalla de característiques del gràfic d'esforços que es vol visualitzar

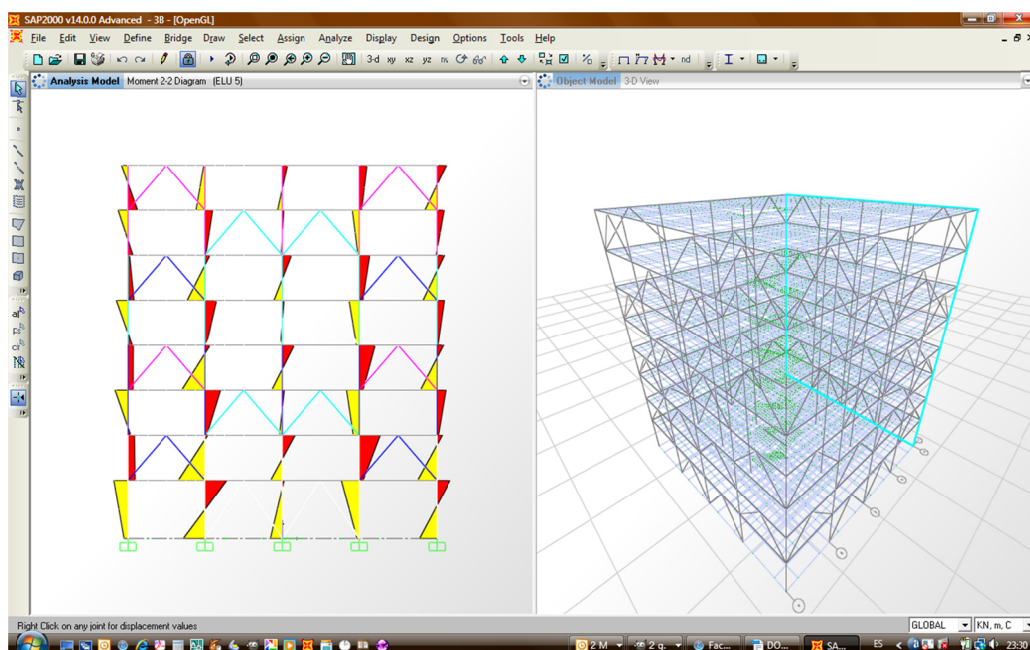


Figura 151 Pantalla de treball del programa on es pot veure els esforços per una combinació determinada

El SAP 2000 també permet extreure tots els valors de l'obra a través de taules. Per a crear les taules es segueix la ruta següent: *'Display > Show Tables'*. A la pantalla de la Figura 152, s'escullen les característiques de la taula que es vol crear. Aquestes taules es poden exportar amb facilitat a Microsoft Excel, cosa que permet un tractament de la informació a posteriori. Per a exportar la taula en format base de càlcul Microsoft Excel, es segueix la ruta: *'File>Export All Tables>To Excel'*.

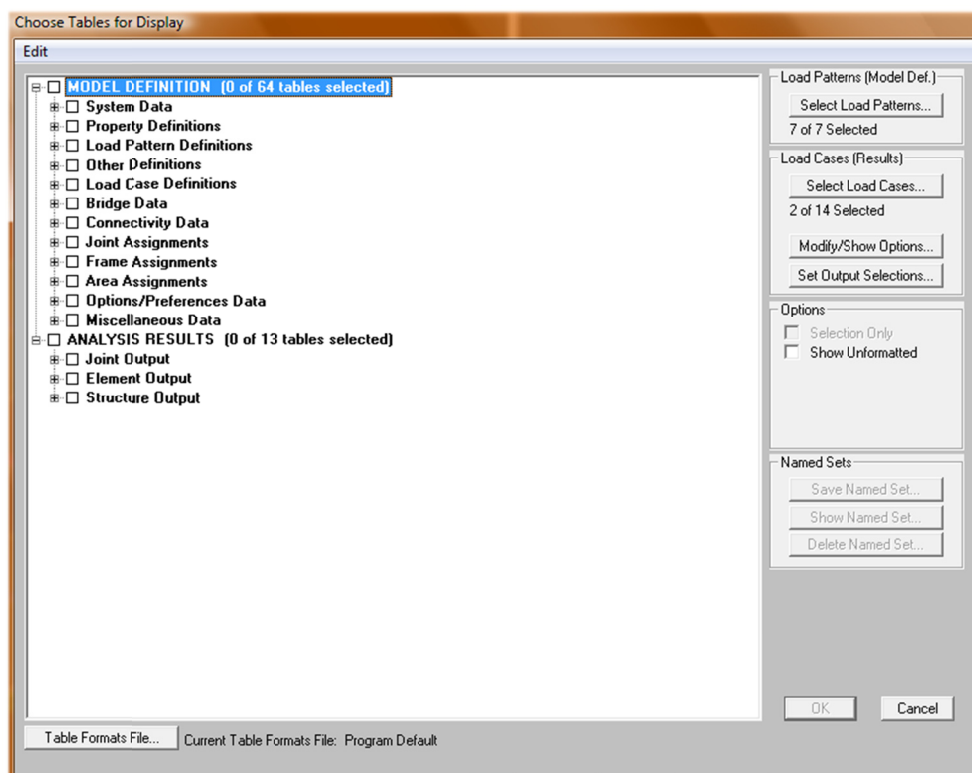


Figura 152 Pantalla de característiques de les taules que es volen crear

Joint Displacements

File View Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted

Joint Displacements

	Joint Text	OutputCase Text	CaseType Text	U1 m	U2 m	U3 m	R1 Radians	R2 Radians	R3 Radians
▶	1	ELU 5	Combination	0	0	0	0	0	0
	1	ELU 6	Combination	0	0	0	0	0	0
	2	ELU 5	Combination	0	0	-0,000083	0,000038	-1,103E-18	0
	2	ELU 6	Combination	0	0	-0,000083	0,000038	-1,103E-18	0
	3	ELU 5	Combination	0	0	-0,000077	-0,000037	0,000039	0
	3	ELU 6	Combination	0	0	-0,000077	-0,000037	0,000039	0
	4	ELU 5	Combination	0	0	-0,00013	-0,000025	0,000025	0
	4	ELU 6	Combination	0	0	-0,00013	-0,000025	0,000025	0
	5	ELU 5	Combination	0	0	-0,000077	-0,000039	0,000037	0
	5	ELU 6	Combination	0	0	-0,000077	-0,000039	0,000037	0
	6	ELU 5	Combination	0	0	-0,000124	0,000024	0,000022	0
	6	ELU 6	Combination	0	0	-0,000124	0,000024	0,000022	0
	7	ELU 5	Combination	0	0	-0,00008	0,000032	0,000027	0
	7	ELU 6	Combination	0	0	-0,00008	0,000032	0,000027	0
	8	ELU 5	Combination	0	0	-0,000095	0,000002774	0,000053	0
	8	ELU 6	Combination	0	0	-0,000095	0,000002774	0,000053	0
	9	ELU 5	Combination	0	0	-0,000114	-0,000019	0,000021	0
	9	ELU 6	Combination	0	0	-0,000114	-0,000019	0,000021	0
	10	ELU 5	Combination	0	0	-0,000072	-0,000023	0,000026	0

Record: 1 of 27774

Add Tables... Done

Figura 153 Exemple d'una taula extreta per una demanda d'informació concreta

B.4 CONSIDERACIÓ EFECTES DE SEGON ORDRE (P-DELTA)

A partir dels resultats extrets de l'anàlisi dels models amb SAP 2000, degut a les grans deformacions sofertes en el cas de l'estructura sense enrigidir s'ha de repetir l'anàlisi considerant els efectes de segon ordre (p-delta). Per fer-ho, es defineix un estat de càrrega preliminar que anomenarem 'P-Delta' per fer un anàlisi estàtic no-lineal amb consideracions d'efecte p-delta a partir de les càrregues permanents de l'estructura, tal i com es pot veure a la Figura 154 i a la Figura 155. Per fer-ho es segueix la ruta: 'Define>Load Cases'.

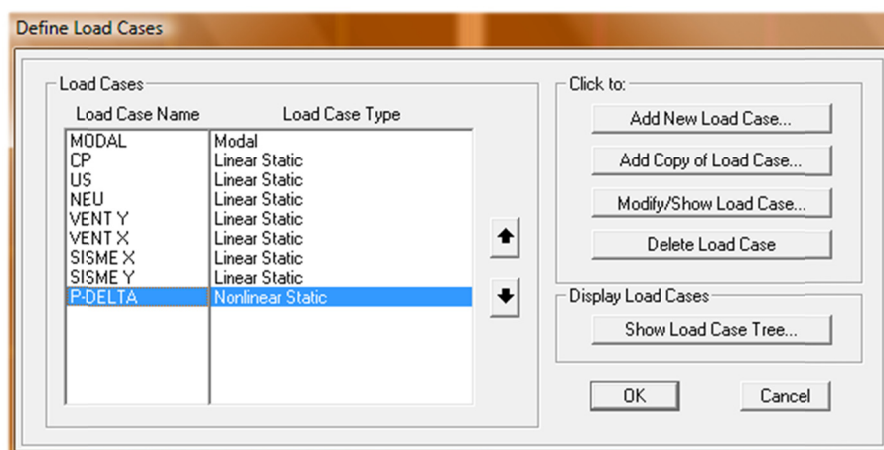


Figura 154 Pantalla general per la creació d'un nou estat de càrregues

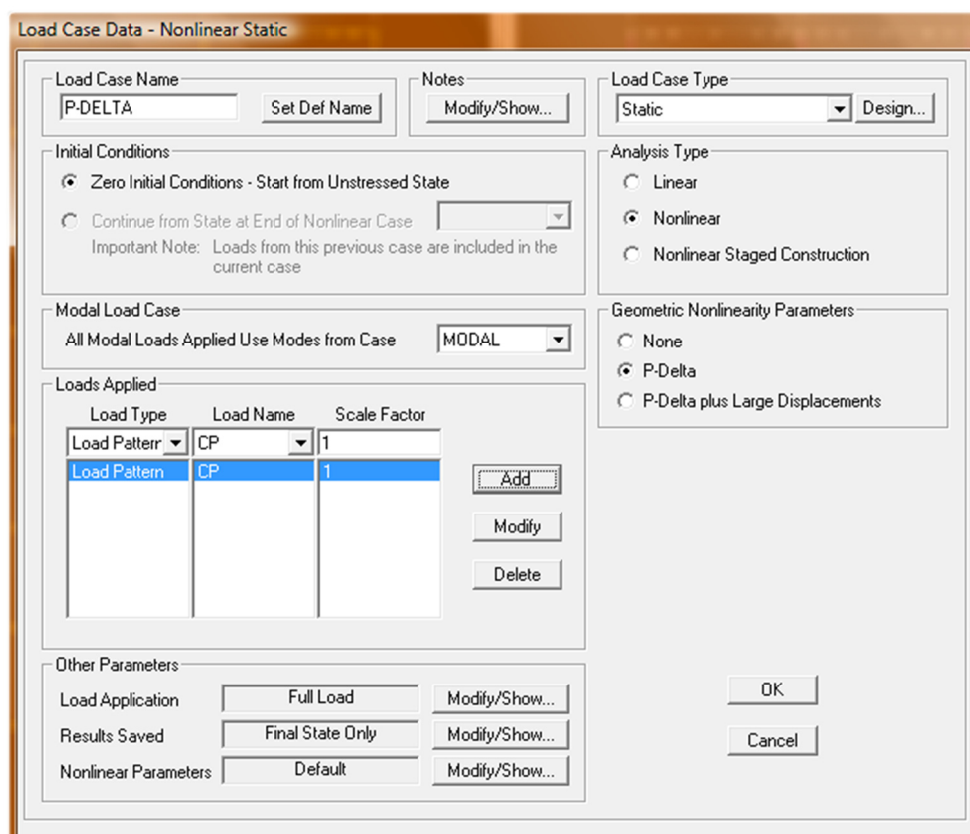


Figura 155 Pantalla de característiques de l'estat de càrrega 'P-Delta'

Després es defineixen de nou les combinacions de càrrega estàtiques lineals utilitzades en l'estudi però, aquest cop, partint d'unes condicions de rigidesa posteriors a les obtingudes durant l'anàlisi del nou cas 'P-delta'. Per fer-ho seguirem la ruta: 'Define>Load Combination'. Es pot observar un exemple a la Figura 156.

Un cop definides aquestes combinacions ja podrem analitzar de nou aquests dos model i extreure'n els resultats.

Load Case Data - Linear Static

Load Case Name: COMBO P-D_ELU 1 [Set Def Name] [Modify/Show...]

Load Case Type: Static [Design...]

Stiffness to Use:

- ☐ Zero Initial Conditions - Unstressed State
- ☒ Stiffness at End of Nonlinear Case [P-DELTA]

Important Note: Loads from the Nonlinear Case are NOT included in the current case

Analysis Type:

- ☒ Linear
- ☐ Nonlinear
- ☐ Nonlinear Staged Construction

Loads Applied:

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	VENT X	0.9
Load Pattern	CP	1.35
Load Pattern	US	1.5
Load Pattern	NEU	0.75
Load Pattern	VENT X	0.9

[Add] [Modify] [Delete]

[OK] [Cancel]

Figura 156 Pantalla de característiques d'una combinació dependent de l'estat de càrrega 'P-Delta'